

Г. Л. ФИСЕНКО

ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД ВОКРУГ ВЫРАБОТОК



МОСКВА «НЕДРА» 1976

Фисенко Г. Л. Пределные состояния горных пород вокруг выработок. М., «Недра», 1976. 272 с.

В книге рассмотрены условия перехода в предельное напряженное состояние горных пород вокруг всех основных типов горных выработок, а также взаимодействие пород, находящихся в предельном состоянии и частично разрушенных, с крепью выработок.

На основании общих закономерностей деформирования и смещения пород, находящихся в предельном состоянии, сформулированы основные требования к крепи выработок различного назначения для различных геологических и горнотехнических условий.

Книга предназначена для инженерно-технических и научных работников, ведущих проектирование, строительство и эксплуатацию угольных шахт и рудников, а также может быть полезна преподавателям и студентам горных вузов и факультетов.

Табл. 17, ил. 101, список лит.— 84 назв.

При достигнутых к настоящему времени глубинах подземных горных разработок вопрос о предельных напряженных состояниях горных пород вокруг выработок приобретает решающее значение при определении смещений контуров поперечных сечений выработок, типов крепи, ее несущей способности, а также наиболее рациональных условий расположения выработок и методов их охраны.

Переход горных пород вокруг выработок в предельное напряженное состояние является основным проявлением горного давления¹, оказывающим наибольшее влияние на подземную разработку месторождений полезных ископаемых.

От условий перехода в предельное состояние горных пород вокруг выработок зависят рациональные параметры горных выработок и систем разработок, механизация и технология горных разработок, полнота извлечения полезного ископаемого и, в конечном счете, производительность труда горняков и себестоимость добытого полезного ископаемого.

Известно, что при проведении горных выработок вокруг них не всегда возникают зоны предельного напряженного состояния. Часто напряжения в горных породах в области влияния выработки не превышают предела упругости (точнее сказать, более характерного для горных пород предела ползучести, по величине близкого пределу упругости), и в этих случаях при изменении напряжений, вызванном проведением выработки, горные породы подвергаются только упругим деформациям и деформациям затухающей (линейной) ползучести, проявляющимся относительно непродолжительное время. Общая величина смещений контура поперечного сечения выработки за счет упругих деформаций пород и деформации затухающей ползучести обычно невелика и сама по себе не вызывает необходимости возведения крепи,

¹ В данной работе под термином «горное давление» понимаются гравитационные, тектонические, гидростатические и другие природные силы, перераспределение которых вокруг выработок вызывает деформирование, разрушение и смещение пород и формирование нагрузок (давления) на крепь. Давление на крепь, обрушения, вывалы, горные удары и выбросы рассматриваются как проявления горного давления.

обладающей какой-либо несущей способностью. В этих условиях достаточно легкая крепь типа набрызгбетона, предотвращающая вывалы отдельных блоков горных пород, ограниченных трещинами.

Исследование условий перехода горных пород в предельное напряженное состояние является наиболее важным этапом в изучении проявлений горного давления при подземной добыче полезных ископаемых.

Изучение проявлений горного давления до настоящего времени базируется главным образом на шахтных наблюдениях и на моделировании эквивалентными материалами. Аналитические исследования еще не вышли из стадии решения наиболее простых задач для выработок, располагаемых в однородной сплошной среде, что является крайне редким случаем в горной практике. В большинстве же случаев вокруг выработок при больших деформациях массив горных пород ведет себя как неоднородная слоистая среда с образованием разрывов сплошности по наиболее слабым контактам между слоями, причем прочность различных слоев существенно отличается, вследствие чего слабые слои переходят в предельное состояние, а более прочные часто остаются упругими.

Неодинаковая прочность слоев пород особенно сильно проявляется в капитальных выработках, пересекающих слои пород (в вертикальных стволах и квершлагах). В этих условиях переход в предельное состояние слоев более прочных пород возникает реже (при больших отношениях $H\gamma/\sigma_{сж}$, где H — глубина разработки; γ — объемный вес пород; $\sigma_{сж}$ — прочность на одноосное сжатие), чем в выработках, проводимых по простиранию, и наиболее частым является выдавливание слабых пород между слоями прочных. Напряженно-деформированное состояние такой среды в окрестности горных выработок коренным образом отличается от напряженно-деформированного состояния однородной сплошной среды. В связи с этим результаты таких аналитических решений чаще всего нельзя сравнить с данными натурных наблюдений.

При аналитических решениях чаще всего ограничиваются определением напряжений вокруг выработок для однородных пород, находящихся в упругом состоянии. В действительности же на больших глубинах в окрестности выработок горные породы находятся в предельном состоянии, а слоистость и расчленение пород не позволяют рассматривать их сплошными. В таких условиях аналитические расчеты необходимо производить по элементам конструкции, т. е. на основе детального геологического разреза составлять схемы деформаций и смещений отдельных взаимодействующих между собой зон горного массива, а затем производить расчет по зонам; при этом отдельные зоны могут находиться в предельном или в упругом состоянии.

В связи с изложенным возрастают требования к инженерно-геологической изученности всей толщи пород, вмещающих угольные пласты. Наряду с количественными и качественными показателями угольных пластов необходимы сведения о слоях вмещающих и покрывающих пород: их мощности и прочности, трещиноватости и тектонической нарушенности, характеристиках контактов между слоями различного литологического состава, водообильности и газонасыщенности.

Исследования предельных состояний горных пород вокруг подземных горных выработок аналитическими методами в нашей стране начали проводиться в 50-х годах. Однако приходится констатировать, что за 20 лет, прошедшие со времени появления первых работ К. В. Руппенейта, в которых рассматривались решения о предельных состояниях горных пород вокруг выработок, они (эти решения) не получили существенного внедрения при исследованиях проявления горного давления. Причина этого заключается в том, что при разработке теории предельного равновесия применительно к решению задач горного давления не в полной мере учитывались все важнейшие факторы, влияющие на условия перехода горных пород в предельное состояние и на взаимодействие крепи и пород, находящихся в предельном состоянии.

К таким факторам относятся: слоистость пород, нарушающая их сплошность; трещиноватость, снижающая в несколько раз величину сцепления в массиве горных пород по сравнению с величиной сцепления в образце; неоднородность слоистой толщи, определяющая условия совместного деформирования слоев с различной прочностью; ползучесть горных пород, влияющая на постепенное нарастание деформаций и смещений горных пород; разрыхление (увеличение объема) пород, находящихся в предельном состоянии.

Предельные состояния горных пород приобрели особое значение при больших глубинах разработок, при этом с увеличением глубины разработок не только возрастает горное давление, но возникают и качественные изменения его проявления. Эти изменения наблюдаются во всех типах выработок, однако им до настоящего времени уделяется недостаточно внимания.

Основные качественные изменения проявления горного давления и сдвижения горных пород, связанные с увеличением глубины разработок, заключаются в следующем.

В капитальных и подготовительных выработках горное давление при малых глубинах проявляется чаще всего в форме образования обрушения пород в области, ограниченной так называемым сводом обрушения и, по существу, возрастание глубины разработок не оказывает заметного влияния на проявление горного давления. Влияние очистных выработок на подготовительные выработки предотвращается предохранительными целиками относительно небольших размеров.

На глубоких горизонтах в предельное состояние переходят большие области в окрестности выработок и глубина разработок начинает непосредственно влиять как на размеры этих областей, так и на скорости смещения пород в них, становясь одним из главных факторов, определяющих параметры выработок, их расположение и тип крепи. В области влияния очистных выработок охрана подготовительных выработок предохранительными целиками становится малозффективной вследствие раздавливания целиков даже при их очень большой величине. На скорость смещения пород вокруг подготовительных выработок в области влияния очистных выработок на глубоких горизонтах мало влияет несущая способность крепи, поэтому при крепких кровлях упрощается охрана выработок при применении бесстоечной крепи.

В очистных выработках глубоких горизонтов наиболее частым явлением становится переход в предельное состояние впереди забоя не только угольного пласта, но также непосредственной кровли и почвы, вследствие чего существенно сокращается допустимая площадь незакрепленной кровли и становятся более частыми местные вывалы. Однако, с другой стороны, кровля становится легкообрушаемой, а ее давление на крепь — более равномерным. Более существенным становится отжим угля в забоях.

Особенно ощутимо влияние глубины на проявление горного давления в очистных выработках различных модификаций камерно-столбовых систем разработок, а также при щитовых системах разработки мощных крутопадающих пластов. Изрезанность пласта большим числом подготовительных выработок приводит к разрушению угольных пластов на больших площадях и к общему возрастанию горного давления на крепь выработок.

В этой связи необходимо сказать о самом понятии большой глубины разработок. Безусловно, ее невозможно определить как конкретную величину для всех геологических условий и всех горнотехнических задач. Большую глубину разработки следует понимать как критическую глубину [60], при которой начинает проявляться пластическое деформирование пород, а также возникают динамические явления вокруг одиночных выработок и вблизи забоев очистных выработок. Подобные проявления горного давления имеют качественно иной характер, чем проявления горного давления на малых глубинах, хотя в более слабых породах пластические деформации наблюдаются и на небольших глубинах. С другой стороны, явления одного вида могут возникать на различных глубинах в зависимости от горнотехнических условий, например критическая глубина возникновения горных ударов в целиках или в зонах влияния целиков, оставленных по смежным отработанным пластам, существенно

меньше, чем для краевой части пласта очистного забоя в неосложненных горнотехнических условиях.

Влияние глубины на проявление горного давления тем больше, чем слабее вмещающие породы, т. е. влияние глубины проявляется через отношение веса столба налегающей толщи пород к их прочности ($H\gamma/\sigma_{сж}$).

При наблюдениях за проявлением горного давления на малых глубинах не отмечалось роста горного давления с увеличением глубины. В этой части необходимо различать кажущуюся и действительную независимость от глубины проявлений горного давления, наблюдаемых на малых глубинах. Кажущаяся независимость проявления горного давления от глубины на малых глубинах связана с тем, что увеличение прочности пород при увеличении глубины в зоне выветривания (до 300 м) происходит быстрее, чем растет вес столба пород $H\gamma$. Таким образом, с увеличением глубины в зоне выветривания отношение $H\gamma/\sigma_{сж}$ убывает. Вследствие этого до глубины 300 м в Донецком, Карагандинском и других бассейнах наблюдалось увеличение граничных углов сдвижения вместо их уменьшения, улучшение состояния капитальных и подготовительных выработок и т. д.

Действительная независимость проявления горного давления от глубины на малых глубинах связана с качественно иным характером проявления горного давления, чем на больших глубинах. Наиболее общей особенностью проявления горного давления на больших глубинах во всех выработках является переход в предельное состояние значительных объемов горных пород и угля вокруг выработок и вблизи очистных забоев.

При разработке глубоких горизонтов управление горным давлением приобретает качественно новое значение: возникает необходимость управления им в целом по подэтажам и этажам или большим их участкам, например при разработке выбросоопасных пластов, пластов, опасных по горным ударам, и мощных пластов. Для решения этих задач необходимы более полные сведения о процессе деформирования и сдвижения горных пород при совместном влиянии очистных выработок по свите пластов.

Увеличение глубины и комплексная механизация подземных горных разработок привели в настоящее время к необходимости технического решения вопросов проявления горного давления на каждом участке каждого шахтного поля. В современных условиях решение вопросов горного давления только методами шахтных наблюдений и моделирования эквивалентными материалами не удовлетворяет потребностям практики. В связи с этим и назрела необходимость широкого внедрения аналитических решений задач горного давления.

Против применения аналитических методов решения задач горного давления часто приводится довод о сложности получения

расчетных механических характеристик слоистого трещиноватого массива горных пород. Однако без знания реальных механических характеристик невозможно какое-либо теоретическое обобщение шахтных экспериментальных материалов и материалов моделирования и, таким образом, результаты шахтных наблюдений и моделирования оказываются достоверными только для тех конкретных условий, в которых эти данные получены. Это приводит к чисто эмпирическим решениям, исключаящим какое-либо теоретическое обобщение результатов экспериментальных исследований, так как такое обобщение становится возможным только при наличии сведений о всех факторах, влияющих на результат эксперимента.

Аналитические расчеты, базирующиеся на информации о реальных инженерно-геологических условиях, позволяют более полно выявить и учесть все важнейшие факторы, влияющие на проявление горного давления.

Предельные состояния горных пород не следует рассматривать только как предельные напряжения в элементах жестких систем, в которых напряжения достигают предельных величин только в отдельных точках или узких зонах вокруг выработок. Вследствие ползучести большинства горных пород предельные состояния могут захватывать большие зоны вокруг выработок.

Решение ряда горнотехнических задач о предельном состоянии пород вокруг выработок по предельным напряжениям или предельным нагрузкам практически оказывается невозможным из-за трудности определения действующих в рассматриваемой зоне нагрузок, как, например, в задаче о предельном состоянии кровли длинных очистных забоев или при сплошной системе разработки рудных месторождений (в этих условиях для определения напряжений в консолях кровли необходимо знать параметры изгиба налегающей толщи и модули деформаций нависающих консолей слоев обрушающейся кровли). В таких условиях задача решается проще по предельным деформациям. Для этого необходимо знать «заданные» деформации изгибающихся слоев налегающей толщи и определить путем натурных наблюдений предельные деформации изгиба нависающих консолей.

Аналитические расчеты по предельному состоянию не следует противопоставлять шахтным наблюдениям за деформациями горных пород вокруг выработок; при проведении и эксплуатации выработок они должны проводиться совместно и являться дополнением одного другому. На стадии проектных решений аналитические расчеты, базирующиеся на данных детальной разведки и теоретических обобщениях экспериментальных данных, позволяют определять более надежные параметры выработок и крепей. Во время проведения выработок и очистных работ аналитические решения уточняются данными шахтных наблюдений.

К настоящему времени созданы все предпосылки для аналитического решения большинства задач горной геомеханики, необходимо лишь с большей детальностью изучать геологический разрез: литологический состав пород, их слоистость, прочность и реологические характеристики, трещиноватость, тектоническую и карстовую нарушенность, гидрогеологические и газовые условия, а также естественную напряженность пород в пределах шахтного поля.

Неотъемлемой частью аналитических исследований горного давления является моделирование предельных состояний горных пород методом эквивалентных материалов. Моделирование позволяет увидеть, как протекают сложные процессы деформирования, разрушения и смещения слоистого трещиноватого массива горных пород за контуром выработок, а также составить расчетные схемы аналитического решения различных задач и проверить их надежность, так как механические характеристики материалов моделей могут быть определены с большей достоверностью, чем механические характеристики трещиноватого слоистого массива горных пород.

В комплексе исследований горного давления на современном этапе аналитические решения используются для оценки точности схемы расчета (при моделировании), определения механических характеристик массива горных пород путем обратных расчетов (при шахтных наблюдениях), определения параметров горных выработок, смещений их контуров и крепи (при проектировании и выборе мест заложения выработок, способов их охраны и т. п.). Следует подчеркнуть, что в зоне влияния очистных выработок происходит сложный процесс перераспределения напряжений, деформирования, разрушения и сдвижения неоднородных, слоистых трещиноватых горных пород, который не может быть описан какой-либо одной теорией с позиций механики сплошной среды. Во-первых, потому, что массив горных пород, строго говоря, не является сплошной средой, а во-вторых, различные зоны влияния очистных выработок находятся в различном состоянии: одни зоны испытывают только упругое деформирование, где слоистость существенно не проявляется (не предельная часть зоны опорного давления), в других зонах слоистость влияет на характер упругого деформирования (например, в подработанной зоне сдвижения — при разработке тонких и средней мощности пластов); особое значение имеют зоны предельных состояний и зоны обрушения.

В работе не ставится цель последовательного изложения всех вопросов проявлений горного давления, горных ударов, внезапных выбросов, а рассматриваются только те стороны этих вопросов, которые в той или иной степени связаны с предельным напряженным состоянием горных пород, их пластическим деформированием или хрупким разрушением вокруг выработок.

МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОБРАЗЦОВ ГОРНЫХ ПОРОД

§ 1. Прочность образцов горных пород

При изучении сдвижения горных пород и горного давления массив горных пород в области влияния горных выработок рассматривается как механическая система, отдельные части которой претерпевают определенные деформации и перемещения, вызванные изменением естественного напряженного состояния массива при проведении выработок; составной частью этой механической системы является и крепь горных выработок в тех случаях, когда она необходима.

Рассматривая отдельные участки массива горных пород как конструктивные элементы механических систем, необходимо знать их механические характеристики.

Отдельные участки массива горных пород (или отдельные геологические тела), рассматриваемые с позиций механики, являются конструктивными элементами сложного строения: неоднородными, слоистыми и трещиноватыми, поэтому определение механических характеристик отдельных участков массива горных пород начинают с определения **механических характеристик отдельных однородных блоков (образцов) горных пород**, ограниченных трещинами, и механических характеристик совокупности однородных трещиноватых слоев, а затем уже определяют, чаще всего косвенным путем, механические характеристики участков массива, включающих ряд слоев, различных по составу и свойствам.

Массивы горных пород в общем случае являются неоднородными, слоистыми, структурными, нарушенными геологическими телами. Неоднородными являются также и отдельные, ограниченные смежными трещинами, блоки одного литологического наименования. Эта неоднородность определяется или их поликристаллическим составом (изверженные и метаморфические породы, у которых одни кристаллы (минералы) являются более прочными, другие — более слабыми), или различной прочностью кристаллов и цемента (осадочные породы). Эти два класса горных пород являются наиболее распространенными; менее распространенными являются породы монокристаллического состава.

Общим свойством всех горных пород является достаточно большая прочность самих кристаллов и весьма низкая проч-

ность контактов между ними (или цементирующего материала).

Большое разнообразие состава и строения горных пород определяет и большое различие показателей механических свойств пород различных классов.

Горные породы, как и все другие материалы, при механическом воздействии могут быть разрушены путем отрыва под влиянием нормальных напряжений растяжения (а также при достижении предельных величин деформаций) или путем среза под влиянием касательных напряжений. Предельное сопротивление горных пород этим видам напряжений и определяет предел их прочности, который обычно называют просто прочностью. Под прочностью горных пород следует понимать не только сопротивление горных пород разрушению с полной потерей связности (что характерно для хрупких пород), но и сопротивление образованию больших остаточных деформаций (что характерно для пластичных горных пород). По характеру приложения сил различают прочность при растяжении, сжатии, срезе, изгибе, кручении и др. Однако, несмотря на разнообразие характера приложения сил (нагружения), разрушение горных пород, как и других материалов, происходит или путем отрыва, или путем среза (сдвига).

В зависимости от соотношения сопротивления отрыву σ_p и сопротивлению сдвигу τ_{max} горные породы, как и другие материалы, характеризуются как хрупкие или как пластичные¹.

У наиболее хрупких пород отношение

$$k_{пл} = \frac{\sigma_p}{2\tau_{max}} \quad (1)$$

не превышает 0,03, а у наиболее пластичных жирных глин оно возрастает до 0,3.

Природа прочности горных пород, как и других твердых тел, определяется взаимным притяжением частиц, составляющих породу, поэтому при одном и том же литологическом составе более прочными являются менее пористые (более плотные) породы. Естественно, что кристаллические частицы, прочность которых определяется взаимодействием (притяжением) между молекулами, являются более прочными, чем контакты между разнородными частицами и кристаллами. Этим в основном и определяется зернистое строение горных пород и их хрупкость (даже слабые глинистые породы, являясь достаточно пластичными материалами по сравнению с прочными зернистыми породами, являются также телами хрупкими в сравнении с идеально пластичными телами, у которых $k_{пл} \geq 1$).

¹ В литературе под пластическими деформациями горных пород принято понимать все остаточные деформации, связанные как собственно с их пластичностью, так и с ползучестью.

Весьма низкое сопротивление отрыву горных пород по сравнению с их сопротивлением сдвигу определяет сложный характер их разрушения. Необходимо подчеркнуть при этом, что разрушение твердых тел путем отрыва происходит при определенном удалении одной частицы от другой (деформации удлинения), а разрушение путем сдвига — при определенном искажении (сдвиге) кристаллической решетки; при этом не имеет значения природа этих деформаций. Необходимо также напомнить, что деформация сдвига вызывает также и деформацию удлинения по одной из диагоналей выделенного в деформируемом теле прямоугольника (рис. 1). С этим связано разрушение горных пород путем отрыва даже в условиях неравномерного всестороннего сжатия, когда появление местных растягивающих напряжений труднообъяснимо.

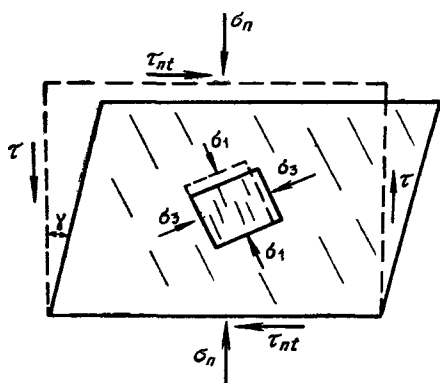


Рис. 1 Схема, поясняющая возникновение удлинения в направлении действия напряжения σ_x при сдвиге — всестороннем сжатии

Вопрос о преимуществе разрушения горных пород путем отрыва над разрушением путем сдвига в последние годы является предметом изучения многих исследователей. Еще в 1947 г. Г. Н. Кузнецов в работе [28] произвел обобщение обширного материала о раз-

рушении горных пород и бетона при одноосном сжатии. В ней было показано, что изменение контактных условий нагружения образца приводит к изменению характера разрушения и величины сопротивления одноосному сжатию.

Разрушение путем отрыва по вертикальным граням объяснялось возникающими на торцах растягивающими напряжениями, связанными с выдавливанием смазки. Для проверки этого эффекта автором в 1951 г. были испытаны на одноосное сжатие образцы крепких песчаников Кизеловского угольного бассейна со шлифованными торцами образцов и накладными шлифованными стальными калеными плитками. При испытаниях характер разрушения и величины сопротивления сжатию были такими же, как и при смазке торцов образца (соотношение высоты образца h к его диаметру a составляло 1,7—2,0). Это убедительно показало, что разрушение образцов путем отрыва происходит не за счет разрыва выдавливаемой смазки, а только за счет снижения трения по торцам, проявляющегося при поперечной деформации образца. Была высказана гипотеза [62] о том, что при отсутствии трения по торцам разрушение образ-

цов горных пород происходит путем отрыва при достижении поперечной деформации, равной предельной деформации при растяжении. К этой же мысли приходит и Ю. М. Карташов [26], позднее, исследовавший этот вопрос более подробно.

При испытаниях на одноосное сжатие со смазкой низких образцов (при $h/a \leq 1$) выдавливание смазки действительно создает дополнительные растягивающие напряжения, деформации от которых накладываются на поперечные деформации от осевого сжатия. Этим только можно объяснить снижение прочности при уменьшении отношения h/a .

В высоких образцах (при $h/a \geq 2$) влияние существенным, так как их ре-смазки становится несущественным, так как их результаты приближаются к результатам испытаний высоких образцов с трением на торцах. При отношении $h/a \geq 2,5$ влияние трения на торцах становится несущественным.

Независимые от отношения h/a результаты испытаний на одноосное сжатие получены при применении специальных прокладок, исключающих контактный эффект [26].

Известные к настоящему времени схемы испытания на одноосное сжатие с различными контактными условиями можно расположить в следующей последовательности по мере возрастания сопротивления одноосному сжатию: со смазкой на торцах (рис. 2, а); с полированными торцами и полированными плитками (рис. 2, б); с упругопластичными прокладками (рис. 2, в); с накладными шероховатыми плитками и роликовой постелью (рис. 2, г); с шероховатыми поверхностями и с соосно закрепленными матрицами пресса (рис. 2, д); с зубчатыми прокладками и с соосно закрепленными матрицами пресса (рис. 2, е); с жесткой заделкой торцов и с соосно закрепленными матрицами пресса (рис. 2, ж).

В первых трех видах контактных условий разрушение образцов происходит путем отрыва по вертикальным площадкам, в остальных — путем сдвига. Необходимо отметить, что и при таких контактных условиях, если увеличить высоту образцов до четырех диаметров образца, разрушение будет происходить путем отрыва, зарождаясь в их срединной части.

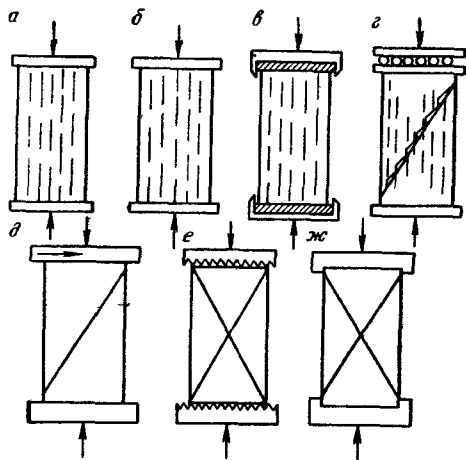


Рис 2. Схемы испытания высоких образцов на одноосное сжатие

Условие соосного закрепления матриц пресса обусловлено тем, что в тех прессах, в которых давяльные плиты соосно не закреплены и в процессе деформирования и разрушения образца могут смещаться в боковую сторону одна относительно другой, разрушение и в этом случае происходит по наклонной плоскости так же, как и в схеме *г* (при применении роликовой постели). При соосном закреплении матриц (давяльных плит) пресса разрушение образцов происходит по коническим или призматическим поверхностям (схемы *е* и *ж*).

Величины сопротивления одноосному сжатию по схеме *ж* и по схемам *а—в* отличаются примерно в 2 раза.

Что считать истинным сопротивлением горных пород одноосному сжатию применительно к массиву, окружающему выработку? В массиве нет армирующих стальных прокладок и заделок, там каждый блок непосредственно примыкает один к другому и поперечные деформации одного блока не противодействуют такому же деформированию смежного блока и при достижении предельной поперечной деформации разрушаются путем отрыва. Многочисленные данные шахтных наблюдений за характером разрушения пород в боках выработок, целиков и в откосах [70] убеждают в этом.

Таким образом, за истинное сопротивление образцов горных пород одноосному сжатию следует принимать данные испытаний по схемам *б* и *в*. Близки к ним и результаты испытаний по схеме *г* (с роликовой постелью). Необходимо отметить, что как при испытаниях по схеме *г*, так и при испытаниях на косой срез под углом 60° (к горизонтали) разрушению от касательных напряжений предшествует разрушение от разрыва по площадкам, перпендикулярным направлению σ_3 . С этим связано пониженное сопротивление сдвигу при испытаниях на «косой срез» в начале графика $\tau = f(\sigma_n)$ по сравнению с результатами испытаний в стабилometре [23]. Таким образом, при одноосном сжатии (в боках незакрепленных выработок) разрушение горных пород происходит путем отрыва по площадкам, нормальным направлению σ_3 . А. Б. Фадеев [61] провел испытания со смазкой торцов в условиях неравномерного всестороннего сжатия и получил тот же эффект, который был установлен в приборах косого среза, — разрушению пород от сдвига предшествует разрушение от отрыва по площадкам, перпендикулярным к направлению σ_3 . По мере возрастания бокового давления различие результатов испытаний со смазкой торцов и без смазки уменьшается.

Однако это не означает, что при большом боковом давлении при испытаниях в условиях неравномерного всестороннего сжатия разрушение путем отрыва полностью исключается. А. Н. Ставрогин [56] считает, что в условиях неравномерного всестороннего сжатия по мере возрастания бокового давления постепенно увеличивается число сдвиговых площадок и уменьшается число

площадок, по которым происходит отрыв, вместе с этим и растет общее сопротивление сдвигу при возрастании полусуммы главных напряжений $1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$.

Максимальное сопротивление сдвигу $\tau_{\max}$ является механической константой горной породы, так же как и сопротивление отрыву σ_p и сопротивление одноосному сжатию без трения на торцах (σ_0). Огибающая круги предельных состояний при различных величинах σ_3 тем круче, чем более хрупка горная порода (рис. 3). На этом рисунке показано, что более хрупкая

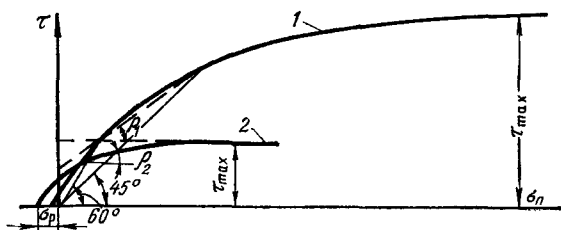


Рис. 3 Схемы огибающих хрупкой (1) и пластичной (2) породы

порода имеет больший угол внутреннего трения (определяемый по наклону хорды между лучами, выходящими из начала координат под углами 45 и 60°), чем более пластичная.

Контактные условия оказывают еще большее влияние при испытаниях на «одноосное» сжатие низких образцов с отношением $h/a < 2$. Чем меньше это отношение, тем большее влияние на результат эксперимента оказывает трение на контактах, создавая боковое давление на внутреннюю часть образца.

§ 2. Реологические свойства

Исследование условий перехода горных пород в предельное состояние вокруг выработок и взаимодействия пород с крепью выработок неразрывно связано с изучением деформаций горных пород, развивающихся с течением времени.

Известно, что по механическим характеристикам горные породы являются сложными вязкоупругопластичными телами. При нагружении они подвергаются как мгновенно упругим деформациям, так и деформациям упругого послействия. При определенных напряжениях у некоторых разновидностей пород заметно проявляется пластичность (не зависящие от времени остаточные деформации), у других разновидностей пород более выражены деформации ползучести.

Говоря о ползучести горных пород, нельзя не подчеркнуть различное ее проявление при разном уровне напряжений. При малых напряжениях сжатия наблюдается довольно быстрое затухание ползучести во времени и ее линейная зависимость

от напряжений. Подобного рода ползучесть изучалась Ж. С. Ермановым [20] при испытаниях на изгиб; следует подчеркнуть, что сжимающие напряжения в этих испытаниях не превышали 10% предела прочности на сжатие.

При напряжениях, близких к пределу прочности на сжатие, наблюдается более сложное проявление ползучести горных пород. Обычно при таких напряжениях выделяют три стадии ползучести: ползучесть с затухающей скоростью, переходящую с течением времени в ползучесть с постоянной скоростью (так называемая установившаяся ползучесть), затем переходящую в прогрессирующую ползучесть (с нарастающей скоростью при неизменном напряжении), называемую также текучестью. И, наконец, необходимо отметить, что для каждой горной породы существует такой уровень напряжений (под этим понимаются напряжения, составляющие некоторую часть от предела прочности), ниже которого в горных породах наблюдается только затухающая ползучесть, а при напряжениях, превышающих этот уровень, затухающая ползучесть с течением времени переходит в установившуюся, а последняя при достижении определенной деформации, которую будем называть предельной, переходит в прогрессирующую ползучесть (или текучесть). В механике грунтов этот уровень напряжений называется пределом ползучести. В. А. Флорин [83] этот уровень напряжений также называет пределом ползучести, понимая под этим термином такое напряжение, при котором «скорость деформации в пределе стремится к нулю, а величина деформации (при $t \rightarrow \infty$) — к некоторому конечному значению $l_{\max}$ ». Исходя из этого определения, будем считать, что напряжения на пределе ползучести соответствуют (т. е. равны) длительной прочности горной породы.

Таким образом, общую картину ползучести горных пород можно представить в следующем виде: при напряжениях, соответствующих пределу ползучести, происходит непрерывное накопление остаточных деформаций с постепенно затухающей скоростью, продолжающихся бесконечно длительное время. При напряжениях, меньших предела ползучести, также происходят деформации затухающей ползучести, при этом чем меньше уровень напряжений, тем скорее происходит полное затухание (прекращение) ползучести.

При напряжениях, больших предела ползучести, время проявления затухающей ползучести убывает по мере возрастания уровня напряжений: чем больше напряжения, тем скорее затухающая ползучесть переходит в установившуюся, а затем в прогрессирующую. При напряжениях, равных пределу прочности, все три вида ползучести быстро сменяют друг друга и приводят к разрушению горной породы (рис. 4, а).

Скорость установившейся ползучести $\dot{\epsilon}_2$ при напряжениях, больших предела ползучести, экспоненциально за-

висит от разности $\Delta\tau$ действующего напряжения и напряжения на пределе ползучести (рис. 4, в, линия III) [82]:

$$\dot{\epsilon}_2 = b_1 e^{c\Delta\tau}, \quad (2)$$

где b_1 и c — коэффициенты, устанавливаемые экспериментально.

Породы различных групп имеют разные пределы ползучести, характеризующиеся соотношением

$$\eta = \tau_{п.п} / \tau_{п}, \quad (3)$$

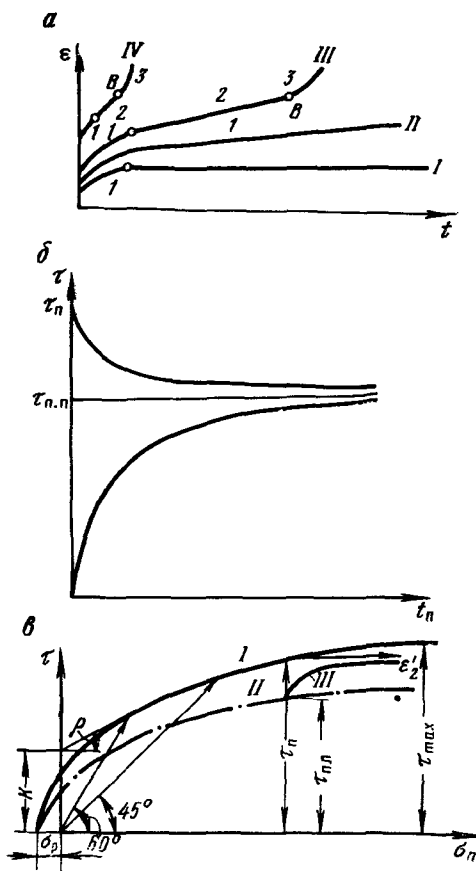
где $\tau_{п}$ и $\tau_{п.п}$ — сопротивление сдвигу предельное и на пределе ползучести.

У наиболее хрупких зернистых пород (рис. 5) предел ползучести приближается к единице, а у слабых глинистых и соляных пород он уменьшается до 0,5.

Вследствие того, что зона влияния подземных горных выработок на перераспределение напряжений в породах, их окружающих, достигает нескольких метров (особенно на больших глубинах),

Рис. 4. Графики, характеризующие деформируемость горных пород:

а — деформирование во времени в зависимости от уровня напряженности; (I, II — при напряжениях менее предела ползучести; III, IV — при напряжениях более предела ползучести; 1, 2, 3 — участки соответственно затухающей, установившейся и прогрессирующей ползучести); б — зависимость продолжительности $t_{п}$ проявления затухающей ползучести от уровня напряженности; в — графики сопротивления сдвигу (I — предельного и II — на пределе ползучести; III — изменение скорости установившейся ползучести в зависимости от разности $\Delta\tau = \tau - \tau_{п.п}$)



распространяясь и впереди выработок, в породах, склонных к ползучести, начинают развиваться пластические деформации (ползучесть) еще впереди выработки, что приводит к релаксации напряжений в них. Поэтому напряжения в таких породах, окружающих выработку, могут и не достигать предела прочности. В связи с этим, рассматривая переход горных по-

род вокруг выработок в предельное состояние, необходимо различать три группы пород; каждая из этих групп имеет свои особенности перехода в предельное состояние.

Горные породы первой группы (линия 1 на рис. 5) характеризуются почти полным отсутствием склонности к пластическим деформациям и ползучести. В боках незакрепленных выработок они разрушаются в виде откольных явлений (стреляний), связанных с концентрацией напряжений в 2—3 раза, обусловленной неровностью стенок. В этих породах при отсутствии крепи не могут создаваться значительные зоны пород, находящихся в предельном напряженном состоянии (за крепью,

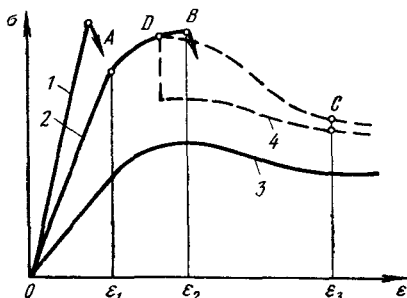


Рис. 5. Графики деформаций пород различной ползучести

плотно прилегающей к породе, такие зоны возникать могут). Разрушение таких пород за плотно прилегающей крепью имеет хрупкий характер с динамическим проявлением и даже с разрушением крепи. После разрушения породы полностью теряют сцепление и превращаются в несвязную породу (щебень), характеризующуюся только углом внутреннего трения и определенным коэффициентом разрыхления. Расчет предельных зон

в этих породах при наличии крепи производится по огибающей предела прочности.

Горные породы второй группы (линия 2 на рис. 5) имеют умеренную склонность к пластическим деформациям, сохраняя при этом склонность к хрупкому разрушению при достижении предельной деформации ϵ_2 . Точка B на этом графике характеризует напряжения и деформации при разрушении такой горной породы. Склонность к ползучести этих горных пород (а следовательно, и к релаксации напряжений, превышающих предел ползучести) создает возможность образования вокруг выработки некоторой зоны, напряжения в которой превышают предел ползучести. Если скорость пригрузки таких пород (например, при приближении очистных забоев) превышает скорость релаксации напряжений вследствие ползучести, то в этом случае может возникнуть хрупкое разрушение пород с динамическим проявлением (горный удар). Для этих пород при развивающемся процессе деформирования расчет зоны предельного состояния производится по огибающей, характеризующей предел прочности породы, а при затухающем процессе деформирования — по пределу ползучести.

Горные породы третьей группы (линия 3 на рис. 5) характеризуются высокой степенью ползучести и пластичности (все горные породы, содержащие глинистые минералы, боль-

шинство солей, а также все другие породы в массиве, имеющие кососекающую трещиноватость). В условиях всестороннего сжатия вокруг горных выработок на больших глубинах они подвергаются пластическим деформациям еще впереди забоя и вследствие медленного нарастания напряжений и быстрой их релаксации напряжения в них не достигают величин, характеризующих стандартную прочность (стандартной считается прочность при продолжительности нагружения до разрушения в течение 10—15 мин). Поэтому расчет предельных зон для таких пород производится по огибающей на пределе ползучести.

Таким образом, расчет зон предельного состояния может производиться как по огибающей предела прочности (линия I на рис. 4, в) — для довольно хрупких пород, так и по огибающей на пределе ползучести (линия II на рис. 4, в) — для пластичных (вязких) пород.

При расчетах зон предельных состояний необходимо учитывать также, что в процессе деформирования пород вокруг выработок они частично или полностью утрачивают сцепление (связность).

Породы первой и второй групп, подвергающиеся хрупкому разрушению, при переходе в предельное состояние после разрушения полностью утрачивают связность и в этом случае характеризуются только внутренним трением. Горные породы второй группы в предельном состоянии до разрушения обладают полным сцеплением. Горные породы третьей группы (более обширной), претерпевая различные по величинам пластические деформации, частично теряют связность, если деформации, испытанные породой, превышают некоторую предельную величину (ϵ_2 на рис. 5). При дальнейшем росте деформаций остаточное сцепление становится тем меньше, чем большую деформацию испытала горная порода.

Вопрос об остаточной прочности пород различного литологического состава в зависимости от деформаций, которые они претерпели, слабо изучен.

При напряжениях, меньших предела ползучести, пластические деформации имеют затухающий характер, при этом, чем меньше напряжение в данной горной породе, тем скорее происходит полное затухание деформаций ползучести. Именно этот вид ползучести горных пород изучался Ж. С. Ержановым [20].

При напряжениях, равных пределу ползучести, время проявления затухающей ползучести стремится к бесконечности. При напряжениях, превышающих предел ползучести, через некоторое время после приложения внешних сил затухающая ползучесть сменяется так называемой установившейся ползучестью, протекающей с постоянной скоростью. При этом, чем ближе напряжения к пределу стандартной прочности породы, тем меньше продолжительность протекания затухающей ползучести. Таким образом, продолжительность проявления затухающей ползу-

чести убывает от бесконечности до нуля как при уменьшении напряжений от предела ползучести, так и при увеличении напряжений более этого предела (см. рис. 4, б).

Скорость протекания установившейся ползучести возрастает по экспоненциальной зависимости от разности напряжений действующего и предела ползучести согласно формуле (2).

Уменьшение скорости протекания затухающей ползучести имеет такую закономерность [82]:

$$\dot{\varepsilon} = b_2 a^{\ln t} \ln a \frac{1}{t}. \quad (4)$$

Константы a и b_2 определяются экспериментально, но при накоплении экспериментальных данных могут определяться по коэффициенту хрупкости.

Формулы (3) и (4) при известной величине предельной деформации, при которой начинает развиваться текучесть (прогрессирующая ползучесть) горной породы, позволяют определить продолжительность действия затухающей ползучести t_1 и время начала текучести горной породы, т. е. временную прочность горной породы при различном уровне напряженности выше предела ползучести. Так как на границе затухающей и установившейся ползучести скорость ползучести, определяемая по формулам (2) и (4), должна быть одинаковой, то, приравняв правые части равенств (2) и (4), можно определить время проявления затухающей ползучести при напряжениях более предела ползучести:

$$t_2 = \frac{\varepsilon_{\text{пр}} - \varepsilon_0 - \varepsilon_1}{b_1 e^c (\tau - \tau_{\text{п.п}})}, \quad (5)$$

где $\varepsilon_{\text{пр}}$ — предельная относительная деформация; ε_0 — упругая деформация; ε_1 — накопившаяся деформация за время действия затухающей ползучести.

Общая продолжительность несущей способности образца до начала текучести под нагрузкой $\tau_i > \tau_{\text{п.п}}$ составит сумму $t_1 + t_2$.

Начало текучести является началом разрушения образца; по мере развития деформации текучести прочность образцов пластичных горных пород постепенно уменьшается (линия 3 на рис. 5).

Важным вопросом при расчете смещения поверхности выработки при переходе в предельное состояние горных пород, окружающих их, является разрыхление пород, которым сопровождается переход в предельное состояние. Этот вопрос также еще слабо изучен. Некоторые данные о разрыхлении пород при напряжениях, превышающих предел упругости, приведены в работе А. Н. Ставрогина [56]. Несомненно лишь то, что коэффициент разрыхления убывает при возрастании всестороннего сжатия пород, находящихся в предельном состоянии, подобно коэффи-

циенту пористости при компрессионных испытаниях глинистых пород или закладки.

Для ориентировочных расчетов коэффициент разрыхления на поверхности незакрепленной выработки можно принимать равным $k_0 = 1,10 \div 1,15$, а при наличии крепи — в зависимости от величины ее отпора P определять по формуле

$$k_p = k_0 - 8P \cdot 10^{-4}; \quad \Delta k_p = k_p - 1. \quad (6)$$

С удалением от поверхности выработки коэффициент разрыхления убывает, а следовательно, убывает и величина Δk_p . Приближенно для ориентировочных расчетов величину Δk_{cp} можно определять по формуле

$$\Delta k_{cp} = \frac{2}{3} \Delta k_p \left(\frac{r_0}{r_L} \right)^2, \quad (7)$$

а при узкой зоне предельного состояния (до 0,5 м) — по формуле

$$\Delta k_{cp} = \frac{1}{2} \Delta k_p \left(\frac{r_0}{r_L} \right)^2, \quad (8)$$

где Δk_{cp} — средняя величина коэффициента приращения объема породы во всей предельной зоне; r_0 — радиус выработки; r_L — радиус предельной зоны.

Эти коэффициенты устанавливаются экспериментально для различных литологических разностей и давлений.

§ 3. Классификация горных пород по физико-механическим свойствам

В настоящее время имеется большое число классификаций горных пород — геологических, инженерно-геологических и технологических; среди инженерно-геологических есть классификации по минералогическому составу, гранулометрическому составу, сжимаемости, пластичности, консистенции и т. д.; среди технологических классификаций известны классификации по буримости, взрываемости, добываемости, резанию и др. При изучении физико-механических свойств горных пород с позиций горной геомеханики большая часть этих классификаций используется. В особенности это относится к геологическим классификациям. Например, широко используется разделение пород по их генезису на изверженные, осадочные и метаморфические и разделение осадочных пород на обломочные, глинистые, химического и органического происхождения и пирокластические (вулканические туфы). Обломочные породы, в свою очередь, делятся на песчаные и алевритовые; глинистые — на каолинитовые, гидрослюдистые и монтмориллонитовые; осадочные породы химического и органического происхождения разделяются на кремнистые, карбонатные, минеральные соли и каустобиолиты.

В перечисленных классификациях названы только основные группы пород, в каждой из которых выделяется ряд подгрупп. Несмотря на множество геологических и инженерно-геологических классификаций, ни одна из них не отражает в полной мере механические свойства горных пород. Наиболее распространенной классификацией горных пород по механическим свойствам является классификация М. М. Протодяконова по коэффициентам и категориям крепости. Однако в настоящее время, когда возникает необходимость более детального изучения механических характеристик горных пород, необходимых для аналитических расчетов взаимодействия между крепью горных выработок и горными породами, классификация М. М. Протодяконова оказывается недостаточной, так как она отражает только изменение коэффициента крепости в зависимости от категорий прочности; другие же механические характеристики — коэффициент внутреннего трения и показатели пластичности (ползучести) — в ней не отражаются.

Учитывая необходимость определения прочности горных пород непосредственно, а не косвенным путем (по их литологическому или инженерно-геологическому классу), число групп (или классов) должно отражать лишь основные качественные изменения физико-механических характеристик в смежных группах. Основным классификационным признаком, естественно, должна быть прочность.

Вторым классификационным признаком необходимо принять коэффициент внутреннего трения, от которого существенно зависит сопротивление сдвигу, а следовательно, допустимые напряжения в породах, окружающих выработки и находящихся в предельном напряженном состоянии. Следующими классификационными признаками являются показатели ползучести и стойкости (характеризующей сохранение механических характеристик под влиянием агентов выветривания, в том числе и набухания). Показатель стойкости горных пород количественно выражается коэффициентом стойкости [41], являющимся отношением прочности пород через один год после ее обнажения горной выработкой к начальной прочности

$$k_c = \frac{R_1}{R_0}. \quad (9)$$

Показатель ползучести, характеризующий склонность горной породы к развитию деформаций с течением времени (большей частью остаточных), выражается коэффициентом ползучести, являющимся отношением касательных напряжений на пределе затухающей ползучести к напряжениям на пределе прочности.

Первая механическая характеристика горных пород — их прочность, или сопротивление одноосному сжатию, — зависит от их генезиса, минералогического состава и естественноисторических условий их последующих преобразований.

Прочность пород возрастает, если в их составе возрастает содержание более твердых минералов, например граниты, содержащие роговую обманку (твердость 5,5—6), имеют большую прочность, чем граниты, содержащие слюду (твердость 2—3). Прочность мономинеральных горных пород возрастает в той же последовательности, в какой возрастает твердость минералов: тальк—гипс—галит—мрамор (кальцит)—апатит. Существенно влияет на прочность изверженных и метаморфических пород их структура: мелкокристаллические породы оказываются более прочными, чем крупнокристаллические. Особенно большое влияние структура оказывает на прочность полиминеральных пород, состоящих из минералов различной твердости.

На прочность осадочных пород влияют плотность, состав и прочность обломков и цемента, а также тип цемента. Если цемент прочнее обломков, то прочность породы при базальном типе цемента больше, чем при контактном, а при цементе пор — меньше, чем при контактном типе цемента. Если прочность обломков больше, чем прочность цемента, наблюдается обратная зависимость.

Вторая механическая характеристика горных пород — коэффициент внутреннего трения — зависит от шероховатости поверхностей скольжения, возникающих при разрушении горных пород путем сдвига. Так, например, у песчаников от самых слабых до самых крепких коэффициент внутреннего трения оказывается одинаковым, изменяясь в пределах 0,70—0,78 (угол внутреннего трения 35—38°), такой же коэффициент внутреннего трения и у зернистых изверженных и метаморфических пород. У прочных же сланцеватых пород коэффициент внутреннего трения такой же, как у аргиллитов и плотных глин. Следует отметить, что коэффициенты внутреннего трения берутся по начальной части графика $\tau = f(\sigma_n)$ — до биссектрисы координатного угла, за которой эта кривая довольно быстро выполаживается; σ_n и τ — нормальные и касательные напряжения по площадке сдвига.

Показатели ползучести и стойкости горных пород изменяются как в зависимости от прочности, так и от петрографического и минералогического состава. Так, у всех литологических разновидностей с уменьшением прочности также уменьшаются стойкость и коэффициент ползучести. Склонность к набуханию горных пород, содержащих глинистые минералы (характеризующая также и стойкость пород), зависит от степени литификации (уплотненности) и минералогического состава. Так, при плотности 0,85—0,90 (что соответствует пористости 15—10%, а сопротивлению одноосному сжатию 200—300 кгс/см²) глинистые породы практически теряют способность к набуханию. Е. М. Сергеев отмечает [52], что (частичное) удаление рыхлосвязанной воды из горной породы приводит к освобождению молекулярных сил, присущих дисперсным частицам и ранее расходовавшихся на образование

Группа пород	Подгруппа пород	Основные показатели механических свойств пород
I. Прочные	I-а. Зернистые	$\sigma_{сж} > 1000$ кгс/см ² ; $\rho = 80 \div 38^\circ$; $\eta = 0,90 \div 0,98$
	I-б. Сланцеватые	$\rho = 25 \div 30^\circ$; $\eta = 0,80 \div 0,95$
II. Средней прочности	II-а. Зернистые	$\sigma_{сж} = 300 \div 1000$ кгс/см ² ; $\rho = 30 \div 38^\circ$; $\eta = 0,85 \div 0,95$
	II-б. Сланцеватые	$\rho = 25 \div 30^\circ$; $\eta = 0,65 \div 0,80$
III. Слабые	III-а. Песчаные (и другие зернистые)	$\sigma_{сж} = 10 \div 300$ кгс/см ² ; $\rho = 30 \div 38^\circ$; $\eta = 0,80 \div 0,95$
	III-б. Песчано-глинистые	$\rho = 25 \div 30^\circ$; $\eta = 0,60 \div 0,85$

IV. Рыхлые (связные)	III-в. Глинистые	$\rho = 20 \div 25^\circ$; $\eta = 0,50 \div 0,70$
	IV-а. Песчаные	$\sigma_{сж} < 10$ кгс/см ² ; $\rho = 26 \div 35^\circ$; $\eta = 0,60 \div 0,80$
	IV-б. Песчано-глинистые	$\rho = 20 \div 28^\circ$; $\eta = 0,50 \div 0,70$
V. Несвязные	IV-в. Глинистые	$\rho = 10 \div 20^\circ$; $\eta = 0,40 \div 0,60$
	V-а. Щебеночно-гравийные	Сопротивлением одноосному сжатию и сопротивлением отрыву не обладают; в механическом отношении характеризуются только внутренним трением $\rho = 36 \div 38^\circ$; несжимаемые
	V-б. Песчаные	$\rho = 32 \div 36^\circ$; несжимаемые
	V-в. Пылеватые	$\rho = 20 \div 30^\circ$; слабосжимаемые

Т а б л и ц а 1

Характеристики трещиноватости и стойкости	Породы группы
Слаботрещиноватые, слабовыветриваемые, ненабухающие, слабопластичные породы Трещиноватые, выветриваемые, ненабухающие и неразмокающие породы Интенсивно трещиноватые и интенсивно выветриваемые, набухающие и размокающие породы	Невыветрелые и слабовыветрелые изверженные и метаморфические породы, кварцевые и железистые песчаики, известняки и кремнистые конгломераты Сидеритизированные аргиллиты, глинистые, песчано-глинистые, кристаллические и слюдяные сланцы Выветрелые разности изверженных и метаморфических пород, известковистые песчаники, известняки, доломиты, брекчии и коигломераты, прочные угли, каменная соль Глинистые, песчано-глинистые, серицитовые и талькохлоритовые сланцы Сильновыветрелые или полностью дезинтегрированные породы I и II групп; а также слабые песчаники на глинистом и известковом цементе, уголь; алевролиты, мергели и мергельные глины;
Интенсивно набухающие и размокающие породы Неразмокающие, ненабухающие То же При полном насыщении водой — плывут, подвергаются тиксотропному разжижению	аргиллиты Рыхлые песчаники и глинистые пески Песчаные глины, супеси, суглинки Глины Щебень пород I и II групп, неглинистые галечники и гравий Пески Пылеватые пески-плывуны

связанной воды, и молекулярное притяжение становится возможным непосредственно между самими частицами, что и обуславливает появление механической прочности у глинистых пород. При плотности 0,85—0,90 взаимное притяжение между глинистыми частицами становится таким высоким, что расклинивающий эффект воды становится невозможным.

В связи с тем что ползучесть горных пород возрастает при увеличении отношения $n = \sigma_p / \sigma_{сж}$, а увеличение этого отношения приводит к уменьшению коэффициента (угла) внутреннего трения, при одной и той же прочности на одноосное сжатие большей ползучестью обладает такая порода, у которой меньше угол внутреннего трения (необходимо обратить внимание на то, что большая ползучесть характеризуется меньшим пределом ползучести).

Исходя из приведенного описания механических характеристик горных пород и поставленных задач их классификации по механическим характеристикам, все горные породы по прочности на одноосное сжатие предлагается разделить на пять групп, а каждую группу по значениям коэффициентов внутреннего трения и предела ползучести разделить на две-три подгруппы (табл. 1).

В группу I включены породы прочностью на одноосное сжатие в образце более 1000 кгс/см².

Границей между слабыми и средней прочности породами принято сопротивление одноосному сжатию 300 кгс/см², исходя, во-первых, из того, что при прочности менее 300 кгс/см² глинистые горные породы приобретают способность к набуханию и существенному снижению прочности с течением времени и, во-вторых, при такой прочности породы оказываются неустойчивыми в окрестности одиночных выработок уже при глубине 500—600 м.

Современные (четвертичные) глинистые и песчано-глинистые отложения выделены в отдельную группу рыхлых (связных) пород, так как они не подвергались еще процессу литификации и отличаются особенно низким сопротивлением сдвигу, большой пористостью и сжимаемостью (под нагрузкой). В технической литературе эти породы называются также грунтами.

В группу V включены несвязные породы, не обладающие сцеплением и сопротивлением отрыву, однако сопротивление сдвигу у них может быть значительным и при больших нормальных напряжениях может быть значительно больше, чем у рыхлых (связных) и у слабых глинистых. Несвязные породы обладают достаточной жесткостью и хорошей водопроницаемостью, вследствие чего в них при сжатии не развивается поровое давление, с чем и связано их высокое сопротивление сдвигу; коэффициент внутреннего трения у несвязных пород не изменяется с течением времени и остается постоянным даже при довольно большом возрастании нормальных напряжений.

Глава II

МАССИВ ГОРНЫХ ПОРОД И ЕГО МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

§ 1. Классификация горно-геологических комплексов

В горнотехнической литературе укоренился термин **массив горных пород**, который определяет всю совокупность пород различного состава и свойств всего месторождения или отдельных его частей, а также является обобщенным понятием, характеризующим комплекс горных пород, окружающих горную выработку, в отличие от отдельных кусков и глыб пород различных литологических разновидностей. Однако при решении горнотехнических задач по конкретным объектам часто бывает недостаточно такого общего определения, каким является термин «массив горных пород»; необходимо различать массивы горных пород, слагающих месторождения или отдельные их участки по их свойствам.

Совокупность горных пород различного минералогического и литологического состава, но имеющих однотипные условия образования и претерпевших одинаковые естественноисторические процессы их изменения, в инженерной геологии называется инженерно-геологическим или горно-геологическим комплексом пород, характеризующимся определенными инженерно-геологическими свойствами.

При разведке месторождений выделяют следующие комплексы: неизменных или слабовыветрелых изверженных и метаморфических пород; уплотненных осадочных отложений (области древних геосинклиналей, приподнятых и в верхней части размытых или погребенных под более молодыми осадками); неуплотненных осадочных отложений платформенных областей и современных межгорных депрессий; интенсивно выветрелых или полностью дезинтегрированных изверженных или метаморфических пород; аллювиально-пролювиальных отложений. Кроме того, выделяют современные болотные, озерные, ледниковые (моренные) и делювиальные отложения, имеющие ограниченную мощность и линзовидное распространение по площади (рис. 6).

При разработке угольных месторождений, а также при изучении сдвижения горных пород и горного давления в шахтных стволах и других капитальных выработках, в подготовительных и очистных выработках необходимо различать горно-геологические комплексы, характеристика которых дана в табл. 2.

Таблица 2

Комплекс	Литологический состав комплекса	Условия формирования комплексов	Месторождения-аналоги
Покровные отложения	Слабые песчано-глинистые, глинистые, рыхлые (связные) и несвязные	Современные болотные, озерные, моренные, делювиальные и аллювиальные отложения	Встречаются на всех месторождениях
Неуплотненные платформенные отложения и отложения современных межгорных депрессий	Слабые песчано-глинистые, песчаные и глинистые, а также несвязные, рыхлые (связные)	Осадочные отложения не подвергались уплотнению под нагрузками более современных	Месторождения Подмосковского и Днепровского буроголиньных бассейнов
Зона выветривания «коренных пород»	Выветрелые разности пород комплексов прочных и средней прочности пород	Поднятые уплотненные осадочные накопления, их размыв и набухание — разуплотнение	Встречается до глубины 80—150 м на месторождениях, сложенных комплексами пород прочных и средней прочности
Слабоуплотненные осадочные отложения	Чередование слоев слабых, средней прочности и прочных осадочных пород	Погруженные платформенные осадочные отложения до 3 км	Челябинский буроголиньный бассейн
Уплотненные осадочные отложения	Средней прочности осадочные породы с включением слоев прочных и слабых пород	Накопление в геосинклинальных областях и погружение до 12 км	Месторождения Кузбасса и Центрального района Донбасса
Сильноуплотненные и частично метаморфизованные осадочные отложения	Прочные осадочные породы с включением слоев средней прочности	Накопление в геосинклинальных областях и погружение до 16 км и более	Кизеловский каменноугольный бассейн

В зависимости от интенсивности тектонической нарушенности, каждая группа горно-геологических комплексов по сложности залегания и тектоники может быть разделена на три подгруппы, характеризующиеся простыми, средней сложности и сложными условиями залегания. Пример различной сложности залегания комплексов осадочных угленосных пород Кузбасса приведен на рис. 7.

Сложное залегание комплексов угленосных пород или отдельных их участков может быть обусловлено не только тектонической нарушенностью, но и проявлением карста (в подсти-

лающих известняках Подмосковского угольного бассейна) или диапировой складчатостью (Южно-Уральский бурогольный бассейн).

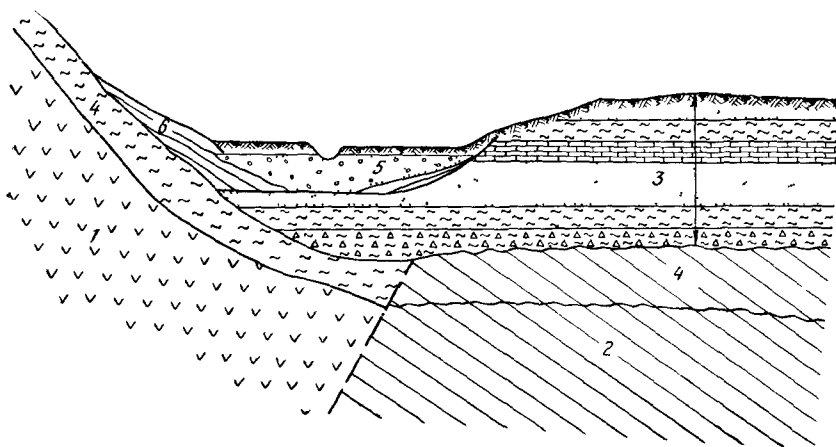


Рис 6. Схематический разрез толщи горных пород, представленной различными горно-геологическими комплексами

1 — изверженных пород, 2 — метаморфических осадочных пород, 3 — уплотненных осадочных пород, 4 — выветрелых изверженных и метаморфических пород, 5 — аллювиальных отложений, 6 — делювиальных отложений

§ 2. Структура пород и горно-геологических комплексов

Вследствие слоистости и неоднородности массивов горных пород (или горно-геологических комплексов) под влиянием тектонических и других процессов в них возникают различными образом ориентированные поверхности разрыва сплошности. Таковыми поверхностями являются дизъюнктивные нарушения, контакты между слоями, контакты между литологическими разностями изверженных пород и трещины различного происхождения: тектонические, отделимости, выветривания, напластования, гравитационные и др. Испытываемое горными породами всестороннее сжатие или последующая цементация приводят к некоторому восстановлению связности по поверхностям разрыва сплошности, поэтому они чаще всего обладают некоторым сцеплением и сопротивлением отрыву (и, естественно, внутренним трением) и называются поверхностями ослабления (прочности). Однако уже в начальной стадии деформирования массива горных пород по поверхностям ослабления возникают разрывы сплошности.

При изучении механических свойств массивов горных пород как среды, в которой проводятся горные выработки (т. е. создаются полости), необходимо различать поверхности ослабления: а) большой протяженности, по которым происходит скольжение одной части деформируемого массива относительно другой,

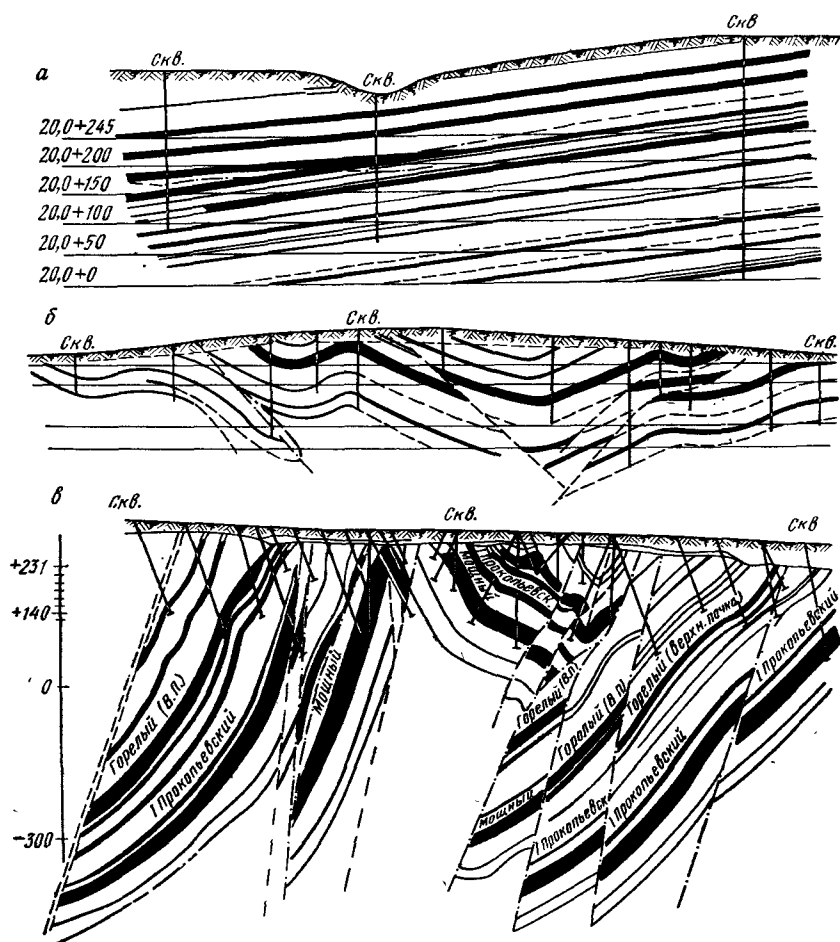


Рис. 7. Горно-геологические комплексы осадочных пород Кузбасса различной сложности условий залегания:

а — простые (Томь-Усинское месторождение); б — средней сложности (Кедровское месторождение); в — сложные (Бочатский и Прокопьевско-Киселевский районы)

являющиеся поверхностями разрыва сплошности массива, и б) небольшой протяженности, расположенные ступенчато относительно друг друга и образующие системы определенным образом ориентированных трещин. При деформировании больших областей массива (линейные размеры которых на порядок больше линейных размеров блоков, ограниченных смежными трещинами) структурные ослабления небольшой протяженности не являются поверхностями скольжения и разрыва непрерывности деформаций и смещений, а являются лишь элементами

структуры массива горных пород, снижающими прочность (или сопротивление сдвигу) массива горных пород.

Структурные элементы первого типа (так будем называть поверхности ослабления большого протяжения), их расположение и характеристики сопротивления сдвигу по ним оказывают большое влияние на формирование нагрузок (силовых полей) в окрестности горных выработок, распространение области влияния выработок, изменение напряжений в массиве горных пород и параметры сдвижения горных пород. Например, если покрывающая полезное ископаемое толща представлена крепкими породами, то граница области влияния очистных выработок и параметры сдвижения существенно будут зависеть

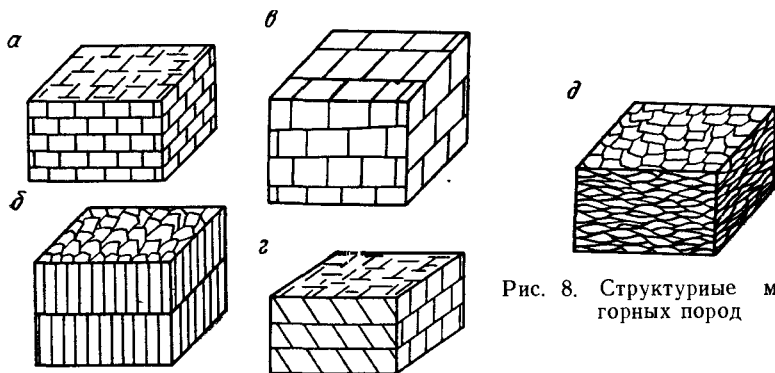


Рис. 8. Структурные модели горных пород

от мощности слоев, разграничиваемых поверхностями ослабления первого типа. Хорошо известно также влияние залегания слоев и тектонических нарушений на параметры сдвижения.

Структурные элементы второго типа, оказывая влияние на механические характеристики массива горных пород, тем самым оказывают непосредственное влияние на устойчивость боков, почвы и кровли выработок. Механические характеристики массива горных пород зависят от прочности пород в образце, формы отдельности, интенсивности трещиноватости и масштабного фактора. Так как здесь рассматриваются только структурные особенности массива, из перечисленных факторов, влияющих на механические характеристики массива, будем касаться только формы отдельности и интенсивности трещиноватости.

В горных породах наблюдаются следующие формы отдельности:

параллелепipedная и кубическая (рис. 8, а), определяемые по крайней мере тремя взаимно перпендикулярными системами трещин; эти формы отдельности характерны главным образом для слабодислоцированных осадочных пород;

призматическая, или столбчатая (рис. 8, б), свойственна главным образом базальту и покровным суглинкам;

плитообразная и матрацевидная (рис. 8, в) — характерны для массивнокристаллических пород;

ромбоидальная (рис. 8, г) — в осадочных сильнодислоцированных и интрузивных породах встречается при косо секущих трещинах;

чечевицевидная отдельность метаморфических и глинистых сланцев и некоторых углей (рис. 8, д); в глинистых сланцах и аргиллитах наблюдаются также отдельности, ограниченные искривленными (S-образными) трещинами, являющимися следствием пластических деформаций глинистых слоев при межпластовых подвижках;

шаровая — большей частью свойственна крепким горным породам в зоне выветривания и конкреционным включениям в толще осадочных пород.

Интенсивность трещиноватости в горно-геологической литературе чаще всего понимается как частота (количество) трещин, приходящихся на 1 м в направлении, перпендикулярном трещинам, т. е., по существу, является обратной величиной нормального расстояния между трещинами, выраженного в метрах, или обратной величиной линейных размеров отдельностей, ограниченных смежными трещинами трех взаимно секущих систем трещин:

$$W = \frac{1}{l_{\text{ср}}}. \quad (10)$$

Различают слаботрещиноватые породы с интенсивностью трещиноватости менее 1; средняя интенсивность трещиноватости характеризуется показателем $W=1 \div 3$; интенсивная трещиноватость — $W=3 \div 10$; еще большая интенсивность трещиноватости характерна чаще всего для зоны выветривания тонкослоистых осадочных пород.

Обобщение результатов изучения тектонической структуры и трещиноватости пород различных инженерно-геологических комплексов позволяет пользоваться методом аналогий для определения характера трещиноватости комплексов пород в зависимости от их тектонической нарушенности. Например, трещиноватость осадочных пород можно охарактеризовать следующим образом.

1. Комплексы осадочных пород простого залегания (тектонически нарушенные) имеют нормальносекущие трещины, интенсивность которых зависит от мощности h слоев однородных литологических разностей:

$$W_{\text{ср}} = \frac{1}{h}. \quad (11)$$

Послойные трещины (слабые контакты), определяющие мощность слоев однородных литологических разностей, возникают на контактах слоев, существенно отличающихся по прочности,

а также по тонким глинистым или углистым прослойкам, разделяющим мощные слои более крепких однородных пород.

2. В комплексах слабодислоцированных (средней сложности залегания) осадочных пород имеются такие же нормальносекущие трещины, как и в комплексах простого залегания, при этом интенсивность и выраженность нормальносекущих трещин возрастают в замках складок и вблизи тектонических нарушений. Кроме того, вблизи дизъюнктивных нарушений распространены также и кососекущие трещины, параллельные плоскостям сместителя; интенсивность этих трещин связана с величиной амплитуды смещения.

3. В комплексах осадочных пород сильнодислоцированных, с большим числом дизъюнктивных нарушений, области развития кососекущих трещин смыкаются и массив оказывается пораженным по крайней мере шестью системами трещин: тремя системами взаимно перпендикулярных трещин (одна — по наложению и две — нормальносекущие) и двумя системами кососекущих трещин, одна из которых параллельна плоскости сместителя, а другая ориентирована под углом $90^\circ - \rho$ к этой плоскости. Еще одна система разрывных трещин бывает ориентирована под углом $\frac{1}{2}(90^\circ - \rho)$ к плоскости сместителя (оперяющие трещины).

Если в процессе тектонических движений ориентировка тензора напряжений относительно наложения пород существенно изменяется, могут возникнуть еще три системы трещин: одна — разрывная и две — сдвиговые. Таким образом, общее число систем трещин может достигнуть девяти; такое число систем трещин в одном участке горного массива наблюдается, например, в Кузбассе на Бочатском месторождении и в Прокопьевско-Киселевском районе.

В толще рассланцованных изверженных пород трещины большого протяжения совпадают со сланцеватостью и контактами разнородных пород; отдельность имеет форму плоских или выпуклых чечевиц, ориентированных параллельно сланцеватости.

В массивах интрузивных пород кислого состава, не подвергавшихся динамометаморфизму, трещины большого протяжения ориентируются параллельно разломам и дизъюнктивным нарушениям; трещины отдельности большей частью ориентируются близко к нормальному положению относительно трещин большого протяжения; кососекущие трещины встречаются в зонах интенсивной дислокации; интенсивность трещиноватости от 1 до 10; имеются также трещины, оперяющие тектонические нарушения.

Массивы пород основного и ультраосновного состава (габбро, пироксениты, перидотиты и др.) характеризуются меньшей интенсивностью трещиноватости (в пределах 0,5—2,0).

Дислоцированные породы кислого состава, обогащенные кварцем (кварцевые гранодиоритпорфиры, вторичные кварциты

по эффузивным породам), имеют наибольшую интенсивность трещиноватости, достигающую 20.

Дальнейшее обобщение данных о трещинной структуре изученных месторождений позволит составить более подробную характеристику трещиноватости пород различных горно-геологических комплексов, что даст возможность уже на стадии проектирования горных предприятий устанавливать технически обоснованные параметры горных выработок.

§ 3. Механические характеристики массива горных пород

В предыдущем параграфе о структурных особенностях массивов горных пород отмечалось, что необходимо различать структурные ослабления двух типов:

структурные ослабления по поверхностям большого протяжения, по которым происходит скольжение одной части деформируемого массива относительно другой; такими поверхностями ослабления являются контакты между слоями, поверхности рассланцованности в метаморфических породах, контакты между различными литологическими разностями изверженных пород, дизъюнктивные нарушения и тектонические трещины большого протяжения;

системы структурных ослаблений по площадкам ограниченных размеров, смещенным в пространстве одна относительно другой, т. е. имеющих ступенчатый характер; такие системы поверхностей ослабления придают массиву горных пород блоковое строение со слабыми связями между достаточно жесткими и прочными блоками; такими поверхностями ослабления являются трещины различного происхождения (генезиса): тектонические, трещины отдельности, кливажные, выветривания, гравитационные и др.

Определение характеристик сопротивления сдвигу по поверхностям ослабления первого типа не представляет особых трудностей: для определения сцепления проводятся натурные испытания призм больших размеров с наиболее простой схемой приложения сдвигающих сил [82]; коэффициент внутреннего трения по этим поверхностям может быть определен в лабораторных условиях на сдвиговых приборах с независимым приложением нормальных и касательных нагрузок.

Подобных испытаний институтом ВНИМИ и его Уральским филиалом проведено уже довольно много; на основе обобщения результатов этих испытаний сделаны некоторые общие выводы о величинах сцепления и коэффициентов внутреннего трения.

Величины сцепления по контактам слоев дислоцированных осадочных пород, выраженным зеркалами скольжения, изменяются в пределах 1—3 тс/м². С. Т. Кузнецовым и И. Н. Ворониным [31] были получены и меньшие величины сцепления по

контактам слоев, выраженным зеркальными поверхностями скольжения.

По контактам слоев слабодислоцированных осадочных пород сцепление достигает 18 тс/м^2 ; по контактам слоев рыхлых глинистых отложений сцепление составляет примерно 50% сцепления в массиве под углом к наслоению.

По контактам слоев метаморфизованных осадочных пород, по тектоническим нарушениям и неровным тектоническим трещинам сцепление составляет $5\text{—}10 \text{ тс/м}^2$. Углы внутреннего трения по контактам слоев, в зависимости от степени их шероховатости и неровности, изменяются от 9 до 31° .

По ровным гладким трещинам углы внутреннего трения на $4\text{—}6^\circ$ меньше углов внутреннего трения этих же пород в образце. Как отмечалось ранее, углы внутреннего трения пород в образце берутся между лучами графика $\tau = f(\sigma_n)$, выходящими из начала координат под углами 60 и 45° к оси абсцисс.

Определение сцепления в массиве, ослабленном ступенчато расположенными системами трещин, является довольно сложным, так как на его величину оказывает влияние целый ряд факторов, из которых наиболее существенными являются: формы отдельности, масштабный эффект, неоднородность отдельных блоков по прочности, ориентировка тензора напряжений относительно систем трещин, слоистость массива (имеется в виду неоднородность прочности и деформируемости слоев различных литологических разностей пород). Рассмотрим последовательно характер влияния каждого из перечисленных факторов.

Под влиянием касательных напряжений отдельные элементы, выделенные в массиве, испытывают деформации сдвига. При этом, вследствие сопряженности касательных напряжений, деформации сдвига приводят к деформациям растяжения в направлении действия минимального главного напряжения σ_3 и сжатия в направлении действия максимального главного напряжения σ_1 , как было показано на рис. 1. Вследствие хрупкости горных пород деформации растяжения при небольших величинах σ_3 приводят к возникновению трещин отрыва, перпендикулярных направлению действия σ_3 . Такие трещины возникают, как уже отмечалось ранее, при испытаниях образцов горных пород на одноосное сжатие между гладкими плитами, при испытаниях на косой срез и на сдвиг; в массиве трещины разрыва известны как трещины бокового отпора в откосах, в целиках, в стенках выработок, они оперяют поверхности скольжения оползней.

После возникновения разрывных трещин, в блоках, ограниченных ими, в наиболее слабых участках возникают сколовые трещины; при дальнейшем возрастании деформаций сдвига возникает вращательное перемещение отдельных блоков, ограниченных трещинами. С вращательным перемещением блоков в значительной степени связан один

из факторов, влияющих на сопротивление сдвигу массива горных пород — масштабный фактор. Масштабный фактор изучался нами и еще многими исследователями на моделях, составленных из нескольких рядов однородных и неоднородных блоков искусственных хрупких материалов.

Многие исследователи на основании испытаний на одноосное сжатие высоких призм, собранных из равнопрочных образцов (блоков) с жестким соосным центрированием, пришли к убеждению, что влияние отношения H/l (H — размер призмы; l — размер блока) на величину коэффициента структурного ослабления λ ограничивается отношением $H/l = 6 \div 120$. Д. Н. Ким,

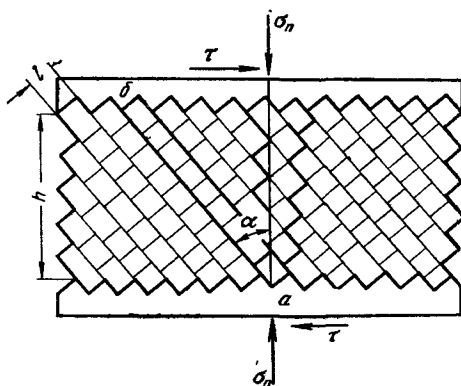


Рис. 9. Схема испытаний на сдвиг призмы, составленной из нескольких рядов однородных блоков

более детально изучавший влияние различных факторов на величину λ , считает, что это влияние ограничивается отношением $H/l = 12 \div 14$. Коэффициент структурного ослабления при этом существенно зависит от прочности блоков и изменяется от 0,81 до 0,41 при изменении прочности однородных блоков в призме от 1 до 80 кгс/см². Недостатком этих испытаний являлось то, что зона больших касательных напряжений, в которой возможен эффект разворота блоков, была узкой и ее ширина мало изменялась с увеличением отношения H/l . Лучшие условия для разворота блоков создаются при испытаниях призм, составленных из жестких блоков, непосредственно на сдвиг (рис. 9). При этих испытаниях А. Б. Фадеев получил зависимость, подобную

$$\tau = \left(\frac{l}{h} + \operatorname{tg} \alpha \right) \sigma_n, \quad (12)$$

из которой видно, что при уменьшении отклонения системы блоков $a-b$ от направления σ_n и уменьшении отношения l/h сопротивление сдвигу стремится к нулю.

Еще более существенным фактором, влияющим на коэффициент структурного ослабления, является ориентировка трещин (поверхностей ослабления) к направлению σ_1 .

Влияние различной прочности структурных блоков изучалось на блоках прочностью 128 и 16 кгс/см². В зависимости от числа слабых блоков n величина λ изменялась следующим образом:

n , %	0	10	27	55
λ	0,53	0,30	0,27	0,10

При содержании слабых блоков около 50% прочность призмы, составленной разнопрочными блоками, приближается к прочности призмы, составленной из слабых блоков.

Влияние кососекущих трещин оказывается еще более существенным. В зависимости от числа блоков с кососекущими трещинами коэффициент структурного ослабления изменялся от 0,53 до 0,12 при $m=25\%$ и $\lambda=0,2$. Этот фактор характеризует прочность массива, сложенного блоками ромбоидальной и чечевицевидной формы.

В реальных условиях все эти факторы проявляются одновременно: а) направление σ_1 постепенно изменяется от нормального к граням блоков до 40° ; б) в массиве всегда имеются блоки с пониженной прочностью; в) в массиве имеются кососекущие трещины. Влияние всех этих факторов усиливается при увеличении отношения H/l , т. е. масштабный фактор, по существу, отображает и влияние других факторов для структурной модели массива, характеризующегося нормальносекущей трещиноватостью. Для этой структурной модели величина структурного ослабления массива может быть выражена аналитической зависимостью вида

$$\lambda = \frac{1}{1 + a \ln H/l}, \quad (13)$$

в которой коэффициент a возрастает от 1 до 7 с увеличением прочности образцов пород от 10 до 1000 кгс/см² [82].

В массиве, сохранившем некоторое сцепление по трещинам K_T , общее сцепление можно определять по формуле

$$K_m = K_T + \frac{K_0 - K_T}{1 + a \ln H/l}, \text{ тс/м}^2, \quad (14)$$

где K_T — сцепление по трещинам; K_0 — сцепление в монолитном образце.

Сопротивление сдвигу массивов, сложенных ромбоидальными и чечевицевидными блоками, еще больше снижается по сравнению с прочностью образцов горных пород и может быть принято равным остаточному сопротивлению сдвигу образцов горных пород.

В табл. 3 приведены значения коэффициента структурного ослабления по испытаниям ВНИМИ прочных и средней прочности пород при их интенсивной трещиноватости; они могут характеризовать структурную нарушенность больших массивов в соответствии с формулами (13) и (14).

При проведении одиночных выработок в породах слаботрещиноватых, например в мощных слоях известняков, песчаников и алевролитов (а также в соляных породах), коэффициент структурного ослабления оказывается значительно больше. Как отмечалось, комплексы осадочных тектонически слаборазрушенных или ненарушенных пород имеют нормальносекущие

Таблица 3

Значение коэффициента структурного ослабления λ трещиноватых пород при изменении $\sigma_{сж}$, кгс/см²

10	10—20	20—35	35—75	75—200	200—350	350—700	>700
0,68	0,63	0,59	0,32	0,26	0,126	0,107	0,068
0,64	0,43	0,44	0,29	0,24	0,126	0,070	0,050
0,62	0,42	0,42	0,26	0,21	0,083	0,060	0,036
0,58	0,32	0,34	0,22	0,15	0,070	0,052	0,030
0,50	0,28	0,34	0,18	0,11	0,045	0,050	0,022
0,48	0,27	0,30	0,17	0,085	0,036	0,045	0,019
0,45	0,27	0,26	0,15	0,077	0,030	0,042	0,013
0,40	0,26	0,23	0,13		0,038	0,030	0,013
0,36	0,23	0,16	0,11		0,030	0,023	0,011
0,27	0,23	0,15			0,029	0,019	

Примечание. Максимальные значения коэффициентов структурного ослабления относятся к массивам, обладающим преимущественно нормальносекущей трещиноватостью, а минимальные — косесекущей.

трещины на расстоянии одна от другой, близок к мощности слоев. Например, при мощности слоев известняка и песчаника 10—15 м нормальносекущие трещины будут располагаться с интервалом в 10—15 м.

При расчете предельных состояний таких пород вокруг одиночных выработок коэффициент структурного ослабления будет близок к единице. Однако при испытании образцов таких горных пород на одноосное сжатие между шероховатыми плитами прессы, значения предела прочности на одноосное сжатие оказываются в 1,5—2 раза завышенными. Для таких пород можно рекомендовать ориентировочные значения коэффициентов структурного ослабления при проведении в них одиночных горных выработок (табл. 4).

Таблица 4

Породы	Значения коэффициента структурного ослабления для прочности	
	естественной	остаточной
Известняк, крепкий песчаник . . .	0,40—0,50	0,035
Алевриты, слабый слоистый песчаник	0,30—0,35	0,030
Аргиллиты, уголь	0,20—0,25	0,10—0,15

Приведенные в последнем столбце табл. 4 значения коэффициентов структурного ослабления характеризуют остаточную прочность пород в стенках выработок.

Приведенные данные характеризуют прочность массива однородных трещиноватых горных пород на одноосное сжатие. Для определения сопротивления сдвигу массива в условиях всестороннего сжатия необходимо было бы проводить испытания трещиноватого массива в условиях неравномерного всестороннего сжатия. Однако такие испытания весьма трудоемки и до настоящего времени еще никем не проводились.

Анализ условий возникновения ряда оползней показывает, что минимальное сопротивление сдвигу в массиве никогда не бывает меньше остаточного сопротивления сдвигу, полученного при лабораторных испытаниях образцов (остаточным сопротивлением сдвигу называется установившееся сопротивление сдвигу после того, как в условиях всестороннего сжатия образец разрушится и при дальнейшей деформации изменяется мало).

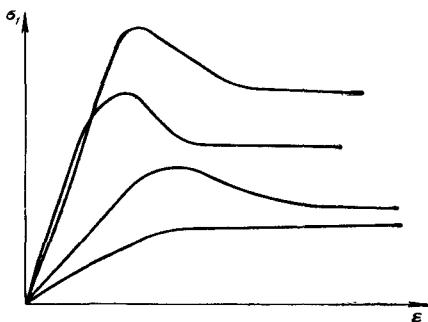


Рис. 10. Графики испытаний в стабилометре, иллюстрирующие наличие остаточного сопротивления сдвигу

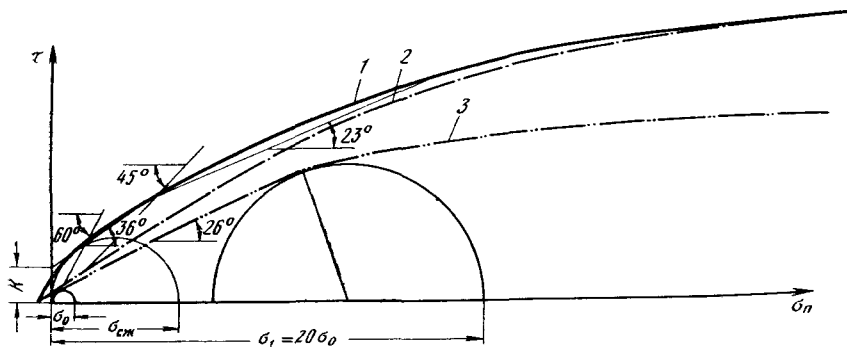


Рис. 11. График сопротивления сдвигу реальной горной породы:

1 — сопротивление сдвигу в образце; 2 — сопротивление сдвигу в трещиноватом массиве; 3 — расчетный график с заданным коэффициентом запаса

Несколько графиков, иллюстрирующих остаточное сопротивление сжатию в стабилометре, приведены на рис. 10. Нижний график характеризует образец, в котором уже содержалась поверхность ослабления.

Остаточное сопротивление сдвигу образцов прочных и средней прочности горных пород, по-видимому, будет с достаточной точностью характеризовать сопротивление сдвигу массива горных пород в условиях неравномерного всестороннего сжатия.

Примерный график сопротивления неравномерному всестороннему сжатию зернистой горной породы показан на рис. 11.

Сопротивление сдвигу группы слоев пород, имеющих различную прочность и различные предельные деформации, не является простой суммой сил сопротивления сдвигу отдельных слоев. В процессе деформирования, являющегося результатом возрастания напряжений или следствием ползучести, более жесткие слои с меньшими предельными деформациями приходят в предельное состояние на более ранней стадии деформирования, чем слои с большими предельными деформациями (рис. 12).

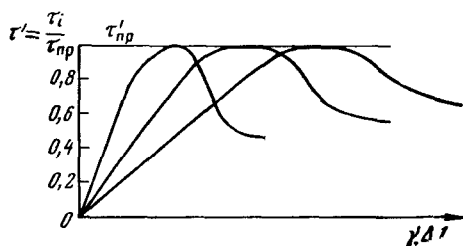


Рис. 12. Графики сопротивления сдвигу слоев горных пород, имеющих различные деформационные характеристики

Общее сопротивление сдвигу слоистой толщи на различных стадиях деформирования может быть определено по формуле

$$F = \tau'_1 \tau_{np1} S_1 + \tau'_2 \tau_{np2} S_2 + \dots + \tau'_n \tau_{npn} S_n, \quad (15)$$

где S_i — мощность слоя или протяженность поверхности скольжения в слое.

Минимальная сила сопротивления сдвигу слоистой толщи будет равна сумме сил остаточного сопротивления сдвигу всех слоев.

При изучении сопротивления сдвигу горных пород в массиве необходимо определять предельные деформации при сжатии и сдвиге, при достижении которых начинается текучесть пород (точки B на рис. 4 и 5).

При определении расчетных характеристик трещиноватого массива горных пород в характеристики прочности образцов наряду с коэффициентом структурного ослабления необходимо вводить и коэффициент ползучести (в тех случаях, когда расчет производится по огибающей на пределе ползучести), ориентировочные значения которого приведены в табл. 1. Таким образом, в величину сцепления или в предел прочности на одноосное сжатие вводятся два коэффициента — коэффициент структурного ослабления и коэффициент ползучести.

При решении многих горнотехнических задач практически оказывается невозможным определение действующих сил и напряжений в интересующих зонах (участках) горного массива. В таких случаях вопрос о переходе горных пород в предельное состояние необходимо решать по предельным деформациям. Предельные деформации необходимы также и для подсчета

времени начала разрушения горных пород вокруг выработок. Условимся при этом, что за предельную деформацию будем принимать такую ее величину, при которой наступает прогрессирующая ползучесть (или текучесть) горных пород.

С предельными деформациями тесно связана так называемая длительная (или временная) прочность горных пород. Если известна скорость нарастания деформаций при данной нагрузке и известна предельная деформация, то можно рассчитать время, когда деформация достигнет предельного значения.

§ 4. Естественная напряженность массива горных пород

При решении задач о деформировании, смещении и разрушении горных пород вокруг выработок важно знать естественное поле напряжений массива горных пород.

Традиционные представления о напряжениях массива горных пород, обуславливаемых гравитационными силами и боковым распором, являются наиболее простым частным случаем. Действительная естественная напряженность горного массива определяется большим числом факторов, из которых наиболее существенными являются следующие: объемный вес (плотность) пород и гравитационные силы, глубина залегания пород и рельеф земной поверхности, силы бокового распора, гидростатическое и газовое давление, тектонические силы. Глубина залегания пород, гравитационные силы и силы бокового распора являются факторами постоянного и повсеместного действия. Остальные факторы проявляются в зависимости от геологических (в том числе и тектонических), гидрогеологических и газодинамических условий, а также от рельефа земной поверхности. Можно выделить следующие три тектонические формации, отличающиеся определенными особенностями формирования поля напряженности: районы древних кристаллических щитов; районы отложения осадочных пород на кристаллических платформах; районы современной тектонической активности.

1. Районы древних кристаллических щитов характеризуются высокими горизонтальными напряжениями, обуславливаемыми естественным тангенциальным сжатием твердой оболочки земной коры. Величина и направление наибольших горизонтальных напряжений при современном состоянии изученности этого вопроса не могут быть предрассчитаны и должны определяться экспериментально. В настоящее время практикой горных разработок выявлен ряд районов, в которых резко проявились высокие горизонтальные напряжения в кристаллических породах: Апатиты, Джезказган и Таштагол. Во всех этих районах наблюдаются интенсивные стреления горных пород в одиочных горных выработках вне зоны влияния очистных выработок на относительно небольших глубинах, на которых гравитационных сил далеко недостаточно для создания предельных напряжений.

2. Районы отложений осадочных пород на кристаллических платформах характеризуются отсутствием тектонических напряжений и довольно ровным рельефом. В таких районах напряженность массива горных пород определяется гравитационными силами и силами бокового распора.

Гравитационные силы при горизонтальном положении земной поверхности и достаточной выдержанности объемных весов пород в горизонтальных плоскостях (погоризонтных срезах) создают однородное поле напряжений, характеризующееся вертикальным направлением наибольшего (сжимающего) главного напряжения, величина которого равна весу столба пород, приходящегося на 1 м^2 площади:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = H\gamma_{\text{ср}}, \text{ тс.} \quad (16)$$

По вертикальным площадкам напряжений не зависят от ориентировки в плане и определяются коэффициентом бокового распора

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z. \quad (17)$$

Величина коэффициента бокового распора ξ зависит от свойств горных пород. В прочных упругих породах он определяется по А. Н. Диннику через коэффициент Пуассона ν

$$\xi = \frac{\nu}{1 - \nu}. \quad (18)$$

В несвязных сыпучих породах (песках, гравелитах) коэффициент ξ определяется через угол внутреннего трения

$$\xi = \frac{1 - \sin \rho}{1 + \sin \rho} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \rho/2 \right). \quad (19)$$

В глинистых породах, вследствие их большой ползучести, коэффициент бокового распора характеризуется большим диапазоном изменения — от величины, определяемой по формуле (19), до величины, равной единице.

На величину коэффициента ξ в глинистых породах влияют: соотношение σ_z и значения длительной прочности, их ползучесть и естественнoисторические условия накопления осадочных отложений и их последующие размыв и снос (абразия, эрозия и т. д.). Необходимо отметить, что по фактору большого погружения в предшествующие периоды и последующего поднятия и разгрузки горизонтальные напряжения в массивах горных пород могут быть значительно больше вертикальных, т. е. коэффициент бокового распора может быть и больше единицы.

В гористой местности гравитационные силы создают более сложную картину естественной напряженности массива горных пород. Направления главных напряжений под вершиной горы остаются вертикальными, а с удалением от осевой поверхности в сторону склона отклоняются от вертикали и на поверхности

крутого склона совпадают с ней. В подошве склона картина напряжений оказывается довольно сложной, зависящей от большого числа факторов [33].

3. Районы современной тектонической активности характеризуются особенно сложной картиной напряженности массива горных пород. В этих условиях, наряду с большими горизонтальными напряжениями, на отдельных локальных участках напряжения σ_z могут быть больше или меньше величины $H\gamma$. На рис. 13 показано, что при горизонтальном сжатии земной коры при возникновении сдвига по наклонным тектоническим нарушениям блоки А и С будут надвигаться на

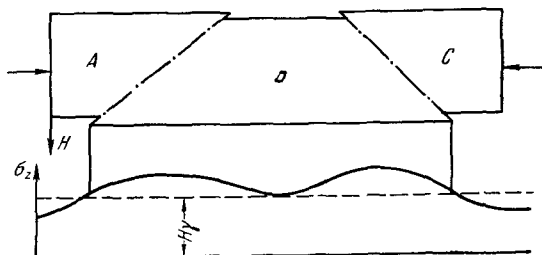


Рис. 13. Схема, поясняющая возникновения зон повышенных и пониженных напряжений σ_z

блок В. В этих условиях напряжения σ_z перераспределяются таким образом, как показано на рис. 13, т. е. в основании блоков А и С возникнет разгрузка, так что $\sigma_z < H\gamma$, а в основании фланговых участков блока В напряжения будут более величины $H\gamma$.

Напряжения, обуславливаемые силами гидростатического и газового давления, накладываются на поле напряжений, обуславливаемых гравитационными и тектоническими силами.

При проведении горных выработок в области их влияния происходит изменение поля напряжений, при этом характер изменения имеет определенные особенности для составляющих, определяемых различными силами. Например, изменение напряжений, обуславливаемых силами бокового распора, носит иной характер, чем изменение напряжений, обуславливаемых гравитационными силами, или напряжений, обуславливаемых гидростатическими силами.

§ 5. Картирование и районирование шахтных полей по инженерно-геологическим условиям разработки

Наиболее рациональное расположение выработок рудничных дворов и других капитальных выработок, расположение подготовительных выработок, а также расчеты смещений контуров выработок и выбор наиболее рациональных видов крепи

должны основываться на детальных погоризонтных картах и геологических разрезах.

Погоризонтные инженерно-геологические карты более целесообразно составлять на проектируемых горизонтах расположения рудничных дворов. На эти карты наносят литологические разности пород, их прочность в образце, характер и степень трещиноватости, тектонические нарушения с элементами их залегания. На таких картах (при наклонном и крутом залегании пластов) легко выделяются районы шахтных полей с легкими, средними или тяжелыми условиями поддержания выработок любого назначения. Для решения задач по управлению кровлей очистных выработок должны составляться более детальные инженерно-геологические разрезы с подробным описанием контактов между слоями и прослойками пород, покрывающих пласты на высоту не менее 10 *m* (*m* — рабочая мощность пласта) и подстилающих — на глубину не менее 2 *m*. Более подробно этот вопрос изложен в работе [31].

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ТЕОРИИ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ СРЕДЫ С ТРЕНИЕМ

§ 1. Основные сведения о напряжениях

Решение задач о горном давлении любым аналитическим методом требует знаний основных сведений о напряжениях.

В теории напряжений все внешние силы, приложенные к телу, разделяют на объемные и поверхностные.

В горной геомеханике объемными силами являются: силы тяжести (гравитационная сила), сейсмические силы и силы гидродинамического давления фильтрующегося потока (воды или газа). Поверхностными силами являются внешние нагрузки (вес оборудования и сооружений), гидростатическое давление, а также давление массивов, прилегающих к рассматриваемой области горных пород.

Действию внешних сил, распределенных по заданной площадке, противостоят внутренние силы, которые называют напряжениями, если они отнесены к единице площади. Внутренние силы уравнивают внешние и в статике равны между собой и противоположны по направлению.

В условиях равновесия сил по рассматриваемой площадке к ней могут быть приложены только такие внешние силы, которые полностью уравниваются внутренними силами, максимальные величины которых определяются прочностью горной породы. Таким образом, максимальные (предельные) величины напряжений, которые могут возникать в любой точке горного массива, зависят от его прочности и определяют ее.

Внешние силы, приложенные к заданным площадкам, и вызываемые ими напряжения могут иметь различное направление относительно заданной площадки. Напряжения p , направленные под острым углом α к заданной площадке, могут быть разложены на нормальные σ_n и касательные τ компоненты:

$$\sigma_n = p \sin \alpha; \quad \tau = p \cos \alpha. \quad (20)$$

Если рассматривать напряжения в элементарном блоке сечением S под воздействием двух противоположно направленных сил P , направление которых совпадает с осью блока, то напряжение в поперечном сечении блока

$$\sigma_1 = \frac{P}{S},$$

а напряжение p в любом другом сечении (рис. 14, а), наклонном к оси блока под углом α , выразится как

$$p = \sigma_1 \sin \alpha. \quad (21)$$

Касательные и нормальные напряжения на этой площадке определяются по формулам:

$$\sigma_n = \sigma_1 \sin^2 \alpha; \quad \tau = \sigma_1 \sin \alpha \cos \alpha = \frac{1}{2} \sigma_1 \sin 2\alpha. \quad (22)$$

По характеру приложенных к рассматриваемому телу сил различают: линейное (одноосное) напряженное состояние, когда

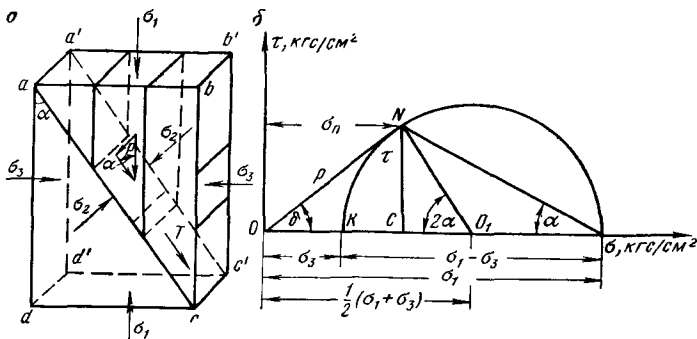


Рис. 14. Графическое изображение напряжений кругами Мора

напряжения создаются силами, равномерно распределенными по площадкам, нормальным к оси стержня (блока); плоское напряженное состояние, когда силы действуют в тонкой пластинке по двум направлениям, лежащим в одной плоскости, и объемное напряженное состояние, когда силы действуют по трем или более направлениям, не лежащим в одной плоскости.

В теории напряжений большое значение имеет понятие о главных площадках и главных напряжениях. Главными площадками считаются такие, по которым касательные напряжения отсутствуют. В каждой точке любого напряженного тела можно провести три взаимно перпендикулярные главные площадки, через которые передаются три главных нормальных напряжения; при этом одно из них или даже два могут быть равными нулю — в последнем случае напряженное состояние будет линейным.

В практике горного дела породы обычно находятся в объемном напряженном состоянии — в условиях всестороннего сжатия, поэтому положительными будем считать сжимающие напряжения. Наибольшее главное напряжение обозначается σ_1 , наименьшее σ_3 , а среднее σ_2 .

Если к элементарному блоку горной породы приложить только осевую нагрузку интенсивностью σ_1 , то эта нагрузка вызовет

сжатие блока в направлении действия σ_1 и его боковое расширение в плоскости, перпендикулярной направлению σ_1 . Если же боковому расширению будут препятствовать смежные блоки породы или обойма прибора, в которую помещен блок при испытании, то по боковой поверхности блока возникнут силы бокового отпора $\sigma_2 = \sigma_3$, величина которых зависит от упругих свойств материала E , ν , его прочности при одноосном сжатии σ_0 и от величины σ_1 . Например, если $\sigma_1 < \sigma_0$, то, согласно обобщенному закону Гука,

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu (\sigma_2 + \sigma_3)]; \\ \varepsilon_2 &= \frac{1}{E} [\sigma_2 - \nu (\sigma_1 + \sigma_3)]; \\ \varepsilon_3 &= \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu (\sigma_1 + \sigma_2)]. \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

$$\text{При } \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0 \quad \sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_1. \quad (24)$$

Если же $\sigma_1 > \sigma_0$, то боковой отпор определяется из условия предельного состояния (33):

$$\sigma_2 = \sigma_3 = (\sigma_1 - \sigma_0) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \rho/2 \right). \quad (25)$$

В тех случаях, когда жесткость бокового отпора неодинакова, т. е. когда в какую-либо сторону возможна некоторая деформация блока, $\sigma_2 \neq \sigma_3$.

Таким образом, напряжения могут быть вызваны как активными силами, так и реактивными.

В обычных естественных условиях залегания горных пород внешние силы (объемные гравитационные силы) действуют в вертикальном направлении, а объемное напряженное состояние создается за счет бокового отпора (фильтрационные, тектонические и сейсмические силы создают поля напряжений синим тензором напряжений).

Проведение горных выработок искажает естественные поля напряжений. По обнаженной поверхности горных пород (поверхности, ограничивающей выработку) нормальные напряжения оказываются минимальными (а при незакрепленной выработке они равны нулю), и поэтому любая площадка на поверхности выработки является одной из главных площадок, а две другие перпендикулярны ей и между собой.

Для определения условия устойчивого состояния горных пород вокруг выработок необходимо знать (уметь определять) напряжения по любым площадкам в массиве, окружающем выработку. Зависимость между величинами главных напряжений и

величинами касательных и нормальных напряжений по площадкам, параллельным направлению одного из главных напряжений, устанавливается из следующих соображений. Поскольку площадка параллельна одному из главных напряжений, например σ_2 (см. рис. 14, а), то угол α между этой площадкой и направлением σ_2 равен нулю и, согласно выражению (22), $\sigma_{n2}=0$ и $\tau_2=0$.

С направлениями двух других главных напряжений эта площадка составляет углы α и $90^\circ - \alpha$, а касательные и нормальные напряжения от σ_1 и σ_3 составляют:

$$\begin{aligned}\sigma_{n1} &= \sigma_1 \sin^2 \alpha; \quad \sigma_{n3} = \sigma_3 \sin^2 (90^\circ - \alpha) = \sigma_3 \cos^2 \alpha; \\ \tau_1 &= \frac{1}{2} \sigma_1 \sin 2\alpha; \quad \tau_3 = \frac{1}{2} \sigma_3 \sin 2(90^\circ - \alpha) = -\frac{1}{2} \sigma_3 \sin 2\alpha.\end{aligned}$$

Суммарные касательные и нормальные напряжения по площадке, параллельной направлению σ_2 , составят

$$\sigma_n = \sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_3 \cos^2 \alpha; \quad \tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha. \quad (26)$$

Аналогично запишутся и выражения для напряжений σ_n и τ по площадкам, параллельным другим главным напряжениям.

Напряжения по площадкам, параллельным одному из главных напряжений, легко определяются графически с помощью кругов напряжений (кругов Мора).

В прямоугольной системе координат (см. рис. 14, б), где по оси абсцисс откладываются нормальные напряжения σ_n , а по оси ординат — касательные напряжения τ , от начала координат в соответствующем масштабе откладываются отрезки, равные главным напряжениям, и на их концах, как на диаметре, проводится окружность с центром на оси абсцисс. Тогда абсцисса любой точки N , взятой на окружности, будет выражать нормальное напряжение, а ордината — касательное напряжение, действующее по площадке, наклоненной к направлению наибольшего главного напряжения под углом α , образованным осью абсцисс и отрезком, соединяющим данную точку с концом диаметра круга, соответствующего большему главному напряжению. Отрезок p , соединяющий начало координат с точкой N , равен полному напряжению по этой площадке, направленному под углом δ к нормали к этой площадке (угол δ заключен между осью абсцисс и отрезком p).

Точки на круге (рис. 15), построенном на концах напряжений σ_1 и σ_3 , будут соответствовать напряжениям на площадках, параллельных направлению σ_2 . Точки на круге, построенном на концах напряжений σ_1 и σ_2 , будут соответствовать напряжениям на площадках, параллельных направлению σ_3 , а точки на круге, построенном на концах напряжений σ_2 и σ_3 , будут соответствовать напряжениям на площадках, параллельных направлению σ_1 . В общем случае напряженного состояния материала, когда

все три главных напряжения в рассматриваемой точке не равны нулю, имеем:

$$\sigma_{n \max} = \sigma_1; \quad \sigma_{n \min} = \sigma_3; \quad \tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.$$

Как видно из рис. 15, в условиях объемного напряженного состояния наибольшие касательные напряжения возникают на площадках, параллельных направлению среднего по величине

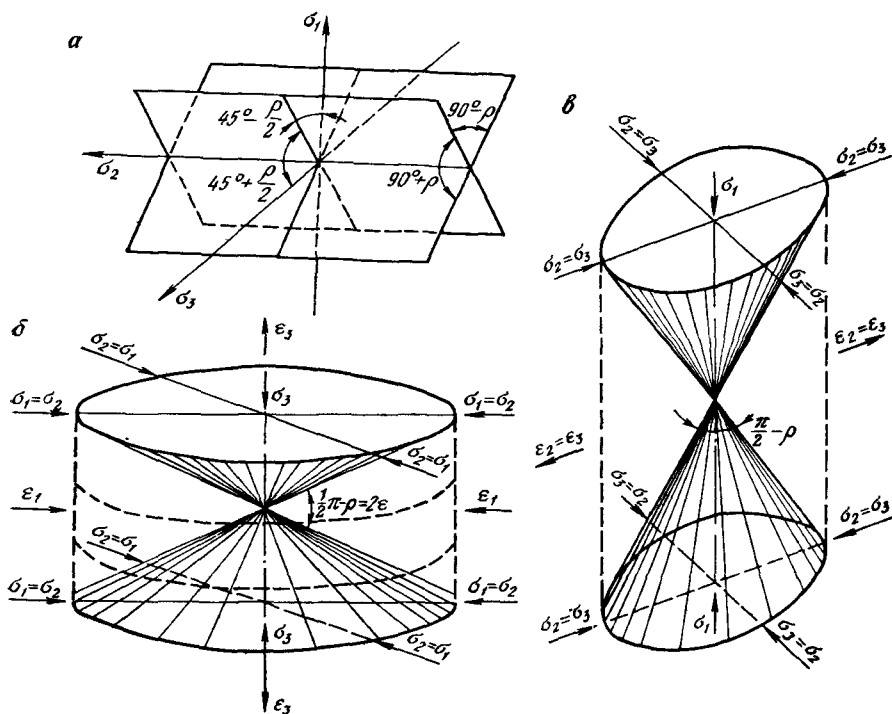
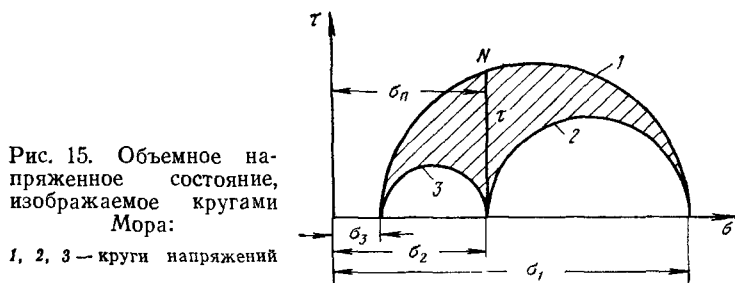


Рис. 16. Ориентировка площадок скольжения относительно главных напряжений:

а — в плоской задаче, б и в — в осесимметричной

главного напряжения, а сечение, перпендикулярное к этим площадкам, оказывается в плоскости наибольшего и наименьшего главных напряжений (т. е. в плоскости σ_1 и σ_3) и величина σ_2 не участвует в определении $\tau_{\max}$; такая площадка изображена на рис. 14, а. В связи с этим при расчетах напряжений вокруг вытянутых горных выработок можно решать плоскую задачу, используя в расчетах только σ_1 и σ_3 , располагающиеся в плоскости, перпендикулярной оси выработки. При этом необходимо отличать плоскую задачу объемного напряженного состояния (плоская деформация) от плоского напряженного состояния.

Часто при лабораторных испытаниях и в породах вокруг горных выработок два из главных напряжений оказываются равными между собой, при этом может быть два случая: когда $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ или $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ (рис. 16). В этих случаях второй и третий круги напряжений (см. рис. 15) сливаются с наибольшим кругом.

§ 2. Условия предельного равновесия горных пород

Как отмечалось ранее, массив горных пород вокруг выработок чаще всего находится в условиях неравномерного всестороннего сжатия ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) и наибольшие касательные напряжения возникают на площадках, параллельных направлению действия среднего по величине главного напряжения σ_2 .

Возьмем в массиве горных пород с характеристиками сопротивления сдвигу K и p элементарный объем в форме прямоугольного параллелепипеда сечением $abcd$ (см. рис. 14, а) и со стороной $a - a'$, равной 1 м. При этом ориентируем площадки $abcd$ и $a'b'c'd'$ перпендикулярно направлению σ_2 , а площадки $aa'b'b$ и $bb'c'c$ — перпендикулярно соответственно направлениям действия главных напряжений σ_1 и σ_3 .

Рассмотрим условия предельного равновесия по любой площадке, параллельной направлению σ_2 и составляющей с направлением σ_1 угол α . На рис. 14, а в качестве примера показана площадка $aa'c'c$ площадью S . Касательные T и нормальные N внешние силы, действующие по этой площадке, могут быть определены по формулам (26). Касательная сила T стремится сдвинуть верхнюю часть параллелепипеда относительно нижней; этому противодействуют внутренние силы, возникающие по этой площадке, обусловленные наличием связности между частицами (сцеплением) и внутренним трением среды. Пока внешние силы не достигли максимально возможной для данных условий величины внутренние сил, сохраняется устойчивое равновесие одной части параллелепипеда относительно другой. При равенстве этих сил наступает так называемое предельное равновесие, а площадки, на которых существует такое равновесие, называются площадками скольжения.

Таким, образом, основным условием предельного равновесия горных пород по любой площадке является равенство сдвигающих внешних сил T максимально возможной сумме внутренних сил — сил трения и сцепления, возникающих по этой площадке под действием внешних сил:

$$T = fN + KS. \quad (27)$$

Если действующие по этой площадке силы разделить на ее площадь, то условие предельного равновесия будет выражено в напряжениях

$$\tau = f\sigma_n + K. \quad (28)$$

Обычно вокруг выработок возникают целые зоны, во всех точках которых существует предельное равновесие. Они называются зонами предельного равновесия или предельными зонами [54].

В теории предельного равновесия среды с трением (в статике сыпучей среды) рассматриваются два случая:

1) когда условие предельного равновесия удовлетворяется в каждой точке некоторой области;

2) когда условие предельного равновесия удовлетворяется не во всех точках некоторой области массива, а лишь по ее границе.

Учитывая наличие в массиве горных пород протяженных поверхностей ослабления с более низкими характеристиками K' и ρ' , чем у массива, ослабленного только ступенчато расположенными трещинами делимости, В. В. Соколовский предложил называть условием специального предельного равновесия случай, когда в рассматриваемой точке

$$\left. \begin{aligned} \tau &= K' + \sigma_n \operatorname{tg} \rho', \\ \tau &< K + \sigma_n \operatorname{tg} \rho, \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

в отличие от обыкновенного предельного равновесия, характеризующегося условием (28).

Формулы (26) характеризуют распределение напряжений σ_n и τ по площадкам, ориентированным под различными углами к направлению главных напряжений. Если значения σ_n и τ подставить в условие предельного равновесия (28), можно убедиться, что при изменении направляющих углов (наклона площадки) изменяются и значения главных напряжений, при которых удовлетворяется условие предельного равновесия. Если оставить без изменения σ_3 , то при возрастании угла α величина σ_1 вначале убывает, а затем начинает возрастать, следовательно, при каком-то значении α она имеет минимум. Аналитическое определение значения α , при котором σ_1 в предельном состоянии

имеет минимум, выполнено В. В. Соколовским и из-за его сложности здесь не приводится.

Исследуем этот вопрос более простым и наглядным графическим способом при изображении напряжений кругами Мора. На рис. 17 линией BC и осью абсцисс ограничена область возможных напряжений для данной горной породы, верхняя граница которой характеризует предельные напряжения, определяемые величинами характеристик сопротивления горных пород сдвигу K и ρ .

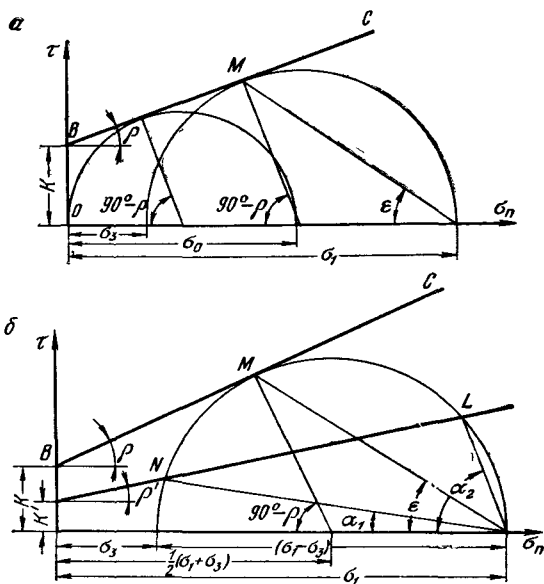


Рис. 17. Предельный круг напряжений и ориентировка площадок, находящихся в условиях обыкновенного (а) и специального (б) предельного равновесия

Круг возможных напряжений, касающийся линии BC в точке M , имеет только одну предельную площадку, наклоненную к оси σ_1 под углом ϵ . Из рис. 17, а легко заметить, что

$$\epsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}. \quad (30)$$

Если изменять величину σ_2 от σ_3 до σ_1 , то положение точки касания не изменяется, что указывает на то, что пока обеспечиваются условия $\sigma_3 \leq \sigma_2 < \sigma_1$ или $\sigma_3 < \sigma_2 \leq \sigma_1$, величина σ_2 не влияет на предельное равновесие.

Из обозначений, принятых на рис. 17, а, можно составить аналитические выражения зависимости между главными напря-

жениями и характеристиками прочности при условии предельного напряженного состояния по площадке M :

$$\frac{1}{\cos \rho} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \operatorname{tg} \rho \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = K \quad (31)$$

или

$$\sigma_1 = 2K \operatorname{ctg} \varepsilon + \sigma_3 \operatorname{ctg}^2 \varepsilon. \quad (32)$$

Если $\sigma_3 = 0$, то $\sigma_1 = \sigma_0 = 2K \operatorname{ctg} \varepsilon$, что выражает сопротивление одноосному сжатию при разрушении горных пород путем сдвига по площадкам, наклоненным к оси образца под углом ε .

Формулу (32) можно записать также и в другом виде:

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \sigma_3 \operatorname{ctg}^2 \varepsilon \quad \text{или} \quad \sigma_1 = \sigma_0 + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \omega; \quad (33)$$

$$\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} = \frac{\pi}{2} - \varepsilon. \quad (34)$$

При условии $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ через каждую точку массива можно провести две сопряженные (пересекающиеся) площадки, наклоненные к направлению σ_1 под углом ε и параллельные направлению σ_2 .

Очевидно, что линия пересечения этих площадок будет совпадать с направлением σ_2 (см. рис. 16, а).

Расположение площадок скольжения относительно направления главных напряжений (рис. 17, а) и зависимость между главными напряжениями и характеристиками прочности при предельном состоянии, в которой при условии $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ не участвует σ_2 , дают возможность проводить исследования предельного равновесия сыпучей среды в плоскости σ_1 и σ_3 , перпендикулярной оси горных выработок вытянутой формы. При условиях $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ и $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ (см. рис. 16, б и в) решаются осесимметричные задачи.

§ 3. Условия специального предельного равновесия

При наличии в массиве горных пород поверхностей ослабления с характеристиками сопротивления сдвигу $K' < K$ и $\rho' < \rho$ и при определенной их ориентировке относительно главных напряжений они могут быть и не быть площадками скольжения. В общем виде могут иметь место следующие три случая предельного равновесия.

1. Одновременно удовлетворяются условия обыкновенного и специального предельного равновесия:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= K + \sigma_n \operatorname{tg} \rho, \\ \tau_t &= K' + \sigma_{nt} \operatorname{tg} \rho'. \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

Как видно из рис. 17, б в этом случае при заданном тензоре напряжений предельно напряженными будут площадки M , N , L .

Площадка M , находящаяся в обыкновенном предельном равновесии, наклонена к направлению σ_1 под углом $\alpha = \varepsilon = \frac{\pi}{4} - \rho/2$, а площадки N и L наклонены соответственно под углами:

$$\alpha_1 = \frac{1}{2} \left\{ \arcsin \left[\frac{\sin \rho'}{\sin \rho} \left(1 - \frac{K \operatorname{ctg} \rho - K' \operatorname{ctg} \rho'}{K \operatorname{ctg} \rho + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3)} \right) \right] - \rho' \right\}; \quad (36)$$

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \left\{ \arcsin \left[\frac{\sin \rho'}{\sin \rho} \left(1 - \frac{K \operatorname{ctg} \rho - K' \operatorname{ctg} \rho'}{K \operatorname{ctg} \rho + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3)} \right) \right] + \rho' \right\}. \quad (37)$$

2. Удовлетворяется только условие специального предельного равновесия:

$$\left. \begin{aligned} \tau &< K + \sigma_n \operatorname{tg} \rho, \\ \tau_t &= K + \sigma_{nt} \operatorname{tg} \rho', \end{aligned} \right\} \quad (38)$$

когда поверхность ослабления составляет с направлением σ_1 угол $\alpha > \alpha_1$, но $< \alpha_2$, определяемых по формулам (36) и (37). Наибольший круг напряжений не касается линии с характеристиками K и ρ . В этом случае зависимость между главными напряжениями и характеристиками сопротивления сдвигу по поверхности ослабления записывается в следующем виде:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_3 \left(\operatorname{tg} \rho' \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) + K'}{\operatorname{tg} \rho' \sin^2 \alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha}. \quad (39)$$

Эта зависимость получается при подстановке значений σ_n и τ из формулы (26) в условие предельного равновесия (28).

3. Удовлетворяется только условие обыкновенного предельного равновесия:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= K + \sigma_n \operatorname{tg} \rho; \\ \tau_t &< K' + \sigma_{nt} \operatorname{tg} \rho'. \end{aligned} \right\} \quad (40)$$

Эти условия удовлетворяются в тех случаях, когда ослабленные поверхности ориентированы к направлению σ_1 под углом $\alpha > \alpha_2$ или $\alpha < \alpha_1$ (рис. 17, б).

Все эти случаи могут иметь место в одной и той же горно-технической задаче.

§ 4. Основные уравнения плоской задачи

Как было показано в гл. II, огибающую предельных состояний трещиноватого массива горных пород в большом диапазоне напряжений без существенной погрешности можно принимать прямолинейной или выражать ее двумя прямолинейными отрезками. При прямолинейной огибающей решение задач на пре-

дельное равновесие горных пород значительно упрощается по сравнению с решением при огибающих в форме параболы или циклоиды, развиваемым в работах К. В. Руппенейта [51].

При решении задач методом предельного напряженного состояния прямолинейную огибающую продолжают до пересечения с осью абсцисс (рис. 18, б) и точку пересечения O' принимают как начало условных (приведенных) величин нормальных напряжений. Как видно из рис. 18, перенесение начала координат в точку O' не изменяет величин касательных напряжений,

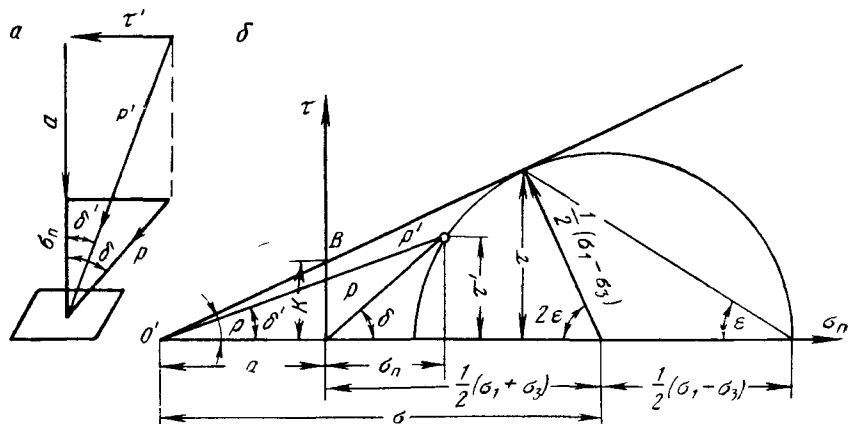


Рис 18 Соотношение между действительными и условными (приведенными) напряжениями

a — приведенные напряжения на площадке, b — приведенные напряжения на графике напряжений

а нормальные напряжения увеличиваются на отрезок a . Решение задач в значительной степени упрощается, если пользоваться средней величиной приведенных напряжений

$$\sigma = a + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3); \quad (41)$$

$$a = K \operatorname{ctg} \rho = \frac{1}{2} \sigma_0 (\sec \rho - 1).$$

В этом случае условие предельного состояния приобретает простой вид (рис. 18, б):

$$\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma \sin \rho \quad (42)$$

или

$$\tau = \frac{1}{2} \sigma \sin 2\rho. \quad (43)$$

В дальнейшем будем пользоваться приведенными средними напряжениями, соответствующими формуле (41), или приведенными

главными напряжениями, отличающимися от действительных главных напряжений на величину a .

В плоской задаче на плоскости xy пересекающиеся поверхности скольжения дают сетку линий скольжения (рис. 19).

В. В. Соколовский, решая дифференциальные уравнения плоского равновесия совместно с уравнением предельного равновесия среды с трением, получил дифференциальные уравнения характеристик вдоль линий скольжения, которые для среды объемным весом γ , направленным вертикально, записываются в следующем виде:

$$\left. \begin{aligned} dy &= dx \operatorname{tg}(\varphi \mp \varepsilon); \\ dz \mp 2\sigma \operatorname{tg} \rho d\varphi &= \gamma(dy \mp \operatorname{tg} \rho dx), \end{aligned} \right\} \quad (44)$$

где φ — угол между направлением наибольшего главного напряжения σ_1 и осью x (рис. 20); σ — среднее приведенное напряжение (см. рис. 18); $\varepsilon = \frac{\pi}{4} - \rho/2$ — угол между направлением σ_1 и площадками скольжения.

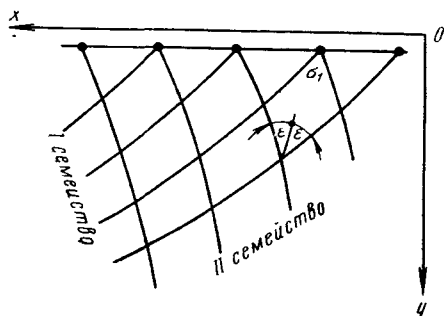


Рис. 19. Сетка линий скольжения

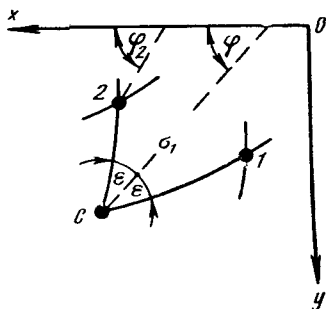


Рис. 20. Положительные направления осей координат и направления отсчета углов φ

В этих уравнениях знак минус относится к первому семейству линий скольжения, а знак плюс — ко второму.

Численное решение конкретных задач В. В. Соколовский предложил проводить в безразмерных переменных $\bar{x}$, $\bar{y}$, $\bar{\sigma}$, которые связаны с действительными соотношениями:

$$\bar{x} = \frac{\gamma}{K} x; \quad \bar{y} = \frac{\gamma}{K} y; \quad \bar{\sigma} = \frac{\sigma}{K}, \quad (45)$$

в дальнейшем черточки над буквами отброшены, т. е., по существу, все расчеты производятся при $\gamma=1$ и $K=1$. Чтобы перейти от безразмерных координат к действительным, достаточно первые умножить на отношение K/γ .

Далее, заменив дифференциалы dx , dy , $d\sigma$ и $d\varphi$ конечными разностями, для первого семейства линий скольжения:

$$\Delta x_1 = x - x_1; \quad \Delta y_1 = y - y_1; \quad \Delta \sigma_1 = \sigma - \sigma_1; \quad \Delta \varphi_1 = \varphi - \varphi_1, \quad (46)$$

а для второго семейства линий скольжения:

$$\Delta x_2 = x - x_2; \quad \Delta y_2 = y - y_2; \quad \Delta \sigma_2 = \sigma - \sigma_2; \quad \Delta \varphi_2 = \varphi - \varphi_2; \quad (47)$$

вместо дифференциальных уравнений (44) получим уравнения:

$$\left. \begin{aligned} \Delta y_1 &= \Delta x_1 \operatorname{tg} (\varphi_1 - \varepsilon); \\ \Delta \sigma_1 &= 2\sigma_1 \Delta \varphi_1 \operatorname{tg} \rho + \Delta y_1 - \Delta x_1 \operatorname{tg} \rho; \\ \Delta y_2 &= \Delta x_2 \operatorname{tg} (\varphi_2 + \varepsilon); \\ \Delta \sigma_2 &= 2\sigma_2 \Delta \varphi_2 \operatorname{tg} \rho + \Delta y_2 - \Delta x_2 \operatorname{tg} \rho. \end{aligned} \right\} \quad (48)$$

Совместное решение соответствующих пар этих уравнений, с учетом значений конечных разностей (46) и (47), дает нам рекуррентные формулы для определения x , y , σ , φ точки C пересечения двух линий скольжения, если эти величины известны в точках 1 и 2, лежащих на этих линиях (см. рис. 20):

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{y_1 - y_2 - x_1 \operatorname{tg} (\varphi_1 - \varepsilon) + x_2 \operatorname{tg} (\varphi_2 + \varepsilon)}{\operatorname{tg} (\varphi_2 + \varepsilon) - \operatorname{tg} (\varphi_1 - \varepsilon)}; \\ y &= y_1 + (x - x_1) \operatorname{tg} (\varphi_1 - \varepsilon); \\ \varphi &= \frac{\Delta y_2 - \Delta y_1 + \operatorname{tg} \rho (\Delta x_1 + \Delta x_2) + \sigma_2 - \sigma_1 + 2 \operatorname{tg} \rho (\sigma_1 \varphi_1 + \sigma_2 \varphi_2)}{2 \operatorname{tg} \rho (\sigma_1 + \sigma_2)}; \\ \sigma &= \sigma_1 + 2\sigma_1 \Delta \varphi_1 \operatorname{tg} \rho + \Delta y_1 - \Delta x_1 \operatorname{tg} \rho. \end{aligned} \right\} \quad (49)$$

Естественно, может быть решена и обратная задача: по заданным значениям x , y , φ , σ в точках C и 2 могут быть определены координаты точки 1, если в ней известны σ и φ ; или могут быть определены x , y и φ , если в этой точке известно σ ; то же самое можно сказать и относительно точки 2.

Применительно к статике сыпучей среды выделяются следующие краевые задачи [54].

Первая краевая задача. Вдоль отрезка OB заданы значения x , y , σ и φ . При произвольном положении отрезка OB и неравномерной нагрузке или негоризонтальном положении отрезка OB , а также и при наличии объемных сил линии скольжения являются криволинейными и решение производится по рекуррентным формулам (49). При отсутствии объемных сил и равномерно распределенной нагрузке или при горизонтальном положении отрезка OB , равномерной нагрузке и наличии объемных сил линии скольжения являются прямолинейными. В последнем случае приведенные средние напряжения не зависят от x и в зоне оседания (рис. 21, а) определяются по формуле

$$\sigma = \frac{P + a + \gamma y}{1 + \sin \rho}, \quad (50)$$

а в зоне выпирания (рис. 21, б) — по формуле

$$\sigma = \frac{q + a + \gamma y}{1 - \sin \rho}. \quad (51)$$

При неравномерной нагрузке, распределенной вдоль оси x , линии скольжения искривляются, как показано на рис. 22. Как видно из этого рисунка, в зоне оседания линии скольжения искривляются в сторону уменьшения удельных нагрузок, а в зоне

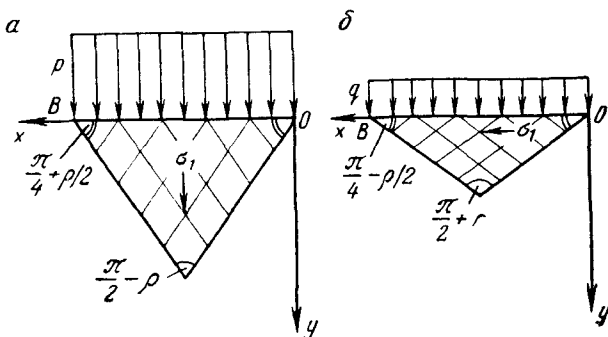


Рис. 21. Сетки линий скольжения при равномерной вертикально направленной нагрузке, распределенной по горизонтальной поверхности

выпирания — в сторону возрастания нагрузок. Это положение широко используется при построении схем линий скольжения.

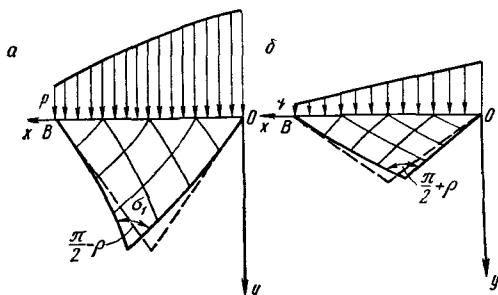


Рис. 22. Сетки линий скольжения при неравномерной нагрузке

Вторая краевая задача. Вдоль отрезков характеристик (линий скольжения) OA и OB заданы значения x , y , σ и φ . Эта задача является обратной первой, но зона предельного состояния, которая может быть построена в этой задаче, может иметь форму треугольника (рис. 23, б) или четырехугольника (рис. 23, а).

Особым случаем этой задачи является так называемая задача Прандтля, когда один из отрезков характеристик на пло-

скости xy стягивается в одну точку (рис. 23, в). В этом случае приведенные напряжения на площадках, являющихся началом пучка линий скольжения, изменяются по формуле

$$\sigma'' = \sigma' e^{\pm 2\Delta\varphi \operatorname{tg} \rho}. \quad (52)$$

Точка, в которую стягивается одно семейство линий скольжения, называется точкой Прандтля.

Необходимо отметить, что в невесомой среде (а вокруг выработок, залегающих на больших глубинах, среду часто можно принимать невесомой) по формуле (52) также изменяются и

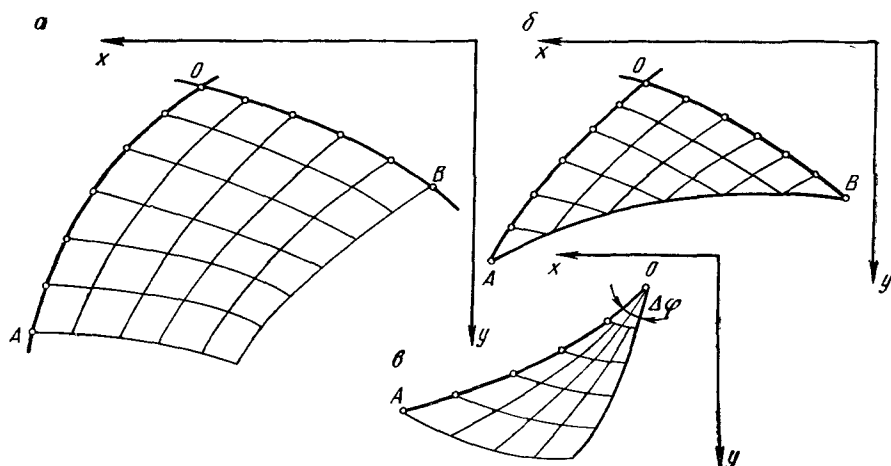


Рис. 23. Сетки линий скольжения при второй краевой задаче

напряжения вдоль криволинейных отрезков характеристик. Если на концах характеристик наклон линий скольжения изменяется на одну и ту же величину, то одинаковым будет и соотношение приведенных напряжений в этих точках [18].

Если образующие зону Прандтля радиальные грани прямолинейны, то их отрезки, ограничиваемые линиями скольжения второго семейства, могут быть определены по формуле

$$r = r_0 e^{\pm \Delta\varphi \operatorname{tg} \rho}, \quad (53)$$

где r_0 — начальный радиус-вектор; r — длина любого другого радиус-вектора, расположенного к r_0 под углом $\Delta\varphi$.

Третья краевая задача. Вдоль отрезка характеристики OB заданы значения x , y и σ , φ , а вдоль отрезка OA , располагающегося по биссектрисе тупого угла пересечения линий скольжения, известны два конечных или дифференциальных соотношения между x , y и σ , φ . Приведенные ранее формулы (49) и граничные данные позволяют вычислить во всех узловых точках отрезка AB и всей зоны OAB (рис. 24) величины напряжений

и углов наклона площадок скольжения. Схема определений значений x , y , σ и φ в какой-нибудь узловой точке показана на рис. 20.

Значения x , y , σ и φ могут быть заданы также вдоль отрезка OB характеристики первого или второго семейства, а два конечных или дифференциальных соотношения x , y и σ , φ известны вдоль отрезка AB биссектрисы.

Практическое решение задач методом теории предельного равновесия сводится к решению серии изложенных достаточно

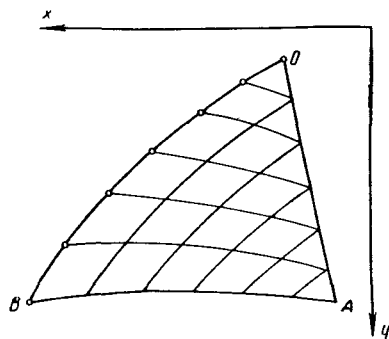


Рис. 24. Сетка линий скольжения при третьей краевой задаче

простых краевых задач и представляет собой их комбинации. Поэтому все практические задачи этого класса являются комбинированными задачами теории предельного равновесия горных пород. Наиболее сложным в решении комбинированных задач является разделение области предельного состояния на ряд элементарных краевых задач.

Необходимо отметить, что для увеличения точности вычислений в рекуррентных формулах (48) и (49) вместо φ_1 и φ_2 под-

ставляются средние значения наклонов площадок скольжения в заданной и определяемой точках:

$$\frac{1}{2}(\varphi_1 + \varphi) \text{ и } \frac{1}{2}(\varphi_2 + \varphi).$$

При наличии в массиве горных пород поверхностей ослабления с характеристиками K' , ρ' , эти поверхности в плоской задаче могут рассматриваться как линии (отрезки) с заданными соотношениями между σ и φ . Наибольшие главные напряжения ориентированы к этим поверхностям под углами:

$$\varphi_0 = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \left\{ \rho' + \arcsin \left[\frac{\sin \rho'}{\sin \rho} \left(1 - \frac{a - a'}{\sigma} \right) \right] \right\}; \quad (54)$$

$$\varphi'_0 = \frac{1}{2} \rho' - \frac{1}{2} \arcsin \left[\frac{\sin \rho'}{\sin \rho} \left(1 - \frac{a - a'}{\sigma} \right) \right]. \quad (55)$$

§ 5. Осесимметричные задачи теории предельного равновесия

В практике горных разработок нередко случаи, когда возникает необходимость решения осесимметричных задач теории предельного равновесия среды, обладающей внутренним трением. Осесимметричные задачи характеризуются равенством двух главных напряжений; при этом различаются два типа задач:

- 1) при условии $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$, когда смещение массива происходит в направлении к оси симметрии деформирующейся области и
- 2) при условии $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, когда смещение массива происходит в направлении от оси симметрии деформирующейся области.

Осесимметричные задачи подробно рассмотрены в работе В. Г. Березанцева [7]; в этом параграфе приводятся лишь основные уравнения для двух задач, наиболее часто встречающихся в практике подземных горных разработок.

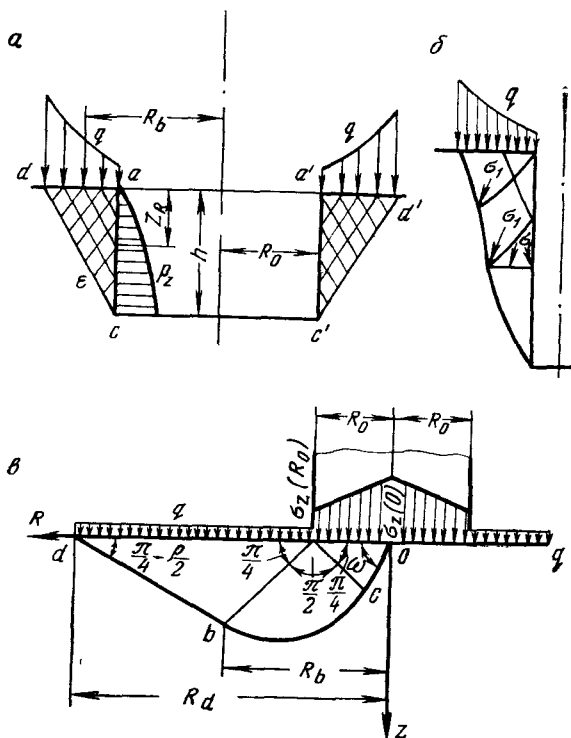


Рис. 25. Осесимметричные задачи:

a — при условии $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$, *б* — реальная форма линий скольжения в первой задаче; *в* — при условии $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$

Первая задача. Определение активного давления пород на крепь цилиндрической выемки. Ясно, что в этом случае смещение пород происходит в направлении к оси симметрии, т. е. должно обеспечиваться условие $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ (рис. 25, *a*).

Минимальное главное напряжение σ_3 является радиальным ($\sigma_3 = \sigma_r$), а из двух других, равных между собой, одно является окружным σ_θ , а другое — совпадающим по направлению с осью симметрии выработки, т. е. вертикальным. Такая ориентировка

наибольших главных напряжений в известной степени является приближенной, соответствующей приближенному очертанию линий скольжения, когда они в вертикальной плоскости принимаются прямыми. При более строгом решении [49] в этом типе задач линии скольжения и в плоскости симметрии являются искривленными, а напряжения σ_1 и σ_r в вертикальной плоскости — повернутыми относительно оси симметрии, как показано на рис. 25, б. Такая форма призмы сползания получена и на песчаных моделях [13].

В. Г. Березанцев отмечает, что решение осесимметричных задач с криволинейным очертанием линий скольжения сильно осложняется. Он отмечает, что одним «из упрощенных приемов, дающих точность, вполне удовлетворяющую практические запросы, является замена линий скольжения, полученных в результате построения сетки, линиями приближенного очертания».

Для первой задачи при прямолинейных линиях скольжения в вертикальной плоскости, проходящей через ось симметрии, В. Г. Березанцевым получена такая формула для определения активного давления пород на крепь вертикальной выемки круглого поперечного сечения P_z с увеличением z

$$P_z = \gamma R_0 \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{\alpha - 1} \left[1 - \left(\frac{R_0}{R_b} \right)^{\alpha - 1} \right] + q \left(\frac{R_0}{R_b} \right)^{\alpha} \operatorname{tg}^2 \varepsilon + K \operatorname{ctg} \rho \left[\left(\frac{R_0}{R_b} \right)^{\alpha} \operatorname{tg}^2 \varepsilon - 1 \right], \quad (56)$$

где $\varepsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}$; $\alpha = 2 \operatorname{ctg} \varepsilon \operatorname{tg} \rho$; $R_b = z \operatorname{tg} \varepsilon + R_0$;

$$q = \sigma_z \text{ при } R = R_b.$$

На рис. 25, а показано, что P_z с увеличением глубины выработки стремится к некоторой постоянной величине, которая при $q=0$ и $K=0$ равна $P_{\max} = \gamma R_0 \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{\alpha - 1}$.

Вторая задача. Условия выдавливания основания круглого штампа (целика) без учета объемных сил (рис. 25, в).

Довольно сложным точным решением В. Г. Березанцев показал, что эпюра предельного давления по диаметральному сечению между краем и центром штампа имеет форму, близкую к трапеции. Это позволяет упростить решение определением предельного давления в двух точках: в краевой и в центре штампа.

Предельное давление в краевой точке определяется по формуле

$$\sigma_{z(R)} = (q + a) \operatorname{tg}^2 \omega e^{\pi \operatorname{tg} \rho} - a, \quad (57)$$

где q — интенсивность нагрузки по выдавливаемому слою вокруг штампа (целика);

$$a = K \operatorname{ctg} \rho; \quad \omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}.$$

Предельная величина давления в центре штампа (рис. 25, в) определяется по формуле

$$\sigma_{z(0)} = (q + a) \operatorname{tg}^2 \omega \left(\frac{R_d}{R_b} \right)^d e^{\pi \operatorname{tg} \rho + \frac{dI}{2 \cos \frac{\rho}{2}}} - a, \quad (58)$$

где $R_d = R_0 \left[1 + \operatorname{tg} \omega e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \frac{\rho}{2}} \right];$

$$R_b = R_0 \left[1 + \frac{\sin \omega}{1.41 \cos \frac{\rho}{2}} e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \frac{\rho}{2}} \right];$$

$$d = 2 \operatorname{tg} \rho \operatorname{ctg} \omega.$$

Величина I в зависимости от угла внутреннего трения ρ имеет следующие значения:

ρ , градус	5	10	15	20	25	30	35	40
I	1,046	1,171	1,306	1,450	1,606	1,773	1,953	2,149

§ 6. Графические методы расчета предельного равновесия среды с трением

Многие сложные задачи на предельное равновесие горных пород (и других сред, обладающих внутренним трением) с достаточной точностью просто можно решать графическим методом.

При решении практических задач графические методы предельного равновесия среды с трением (статики сыпучей среды) во многих случаях оказываются эффективнее аналитических.

Точность решения задач статики сыпучей среды графическими методами значительно превышает точность получения исходных механических характеристик массива горных пород. Вместе с тем большим преимуществом графических методов является их наглядность, простота и значительно меньшая трудоемкость, чем аналитических методов. Во многих случаях при решении сложных задач целесообразно сочетание графических и аналитических методов.

Метод С. С. Голушкевича [17, 18] можно назвать классическим примером решения задач статики связной сыпучей среды графическим методом.

Как и в аналитическом методе, в методе С. С. Голушкевича решение ведется в приведенных напряжениях. При этом при решении задач невесомой среды рассматриваются полные приведенные напряжения, действующие на площадках скольжения (на рис. 26, а обозначены через σ'), а при решении задач с учетом объемных сил удобнее пользоваться средними приведенными

напряжениями $\sigma = a + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$, так как в этом случае учет влияния объемных сил графическим методом оказывается более простым [17].

Следует отметить, что при решении задач для невесомой среды как аналитическими, так и графическими методами не имеет значения, каким отрезком на графике предельных состояний пользоваться: отрезком σ , обозначающим приведенное среднее напряжение, или σ' , обозначающим приведенное полное напряжение, или σ'' , обозначающим приведенное наибольшее глав-

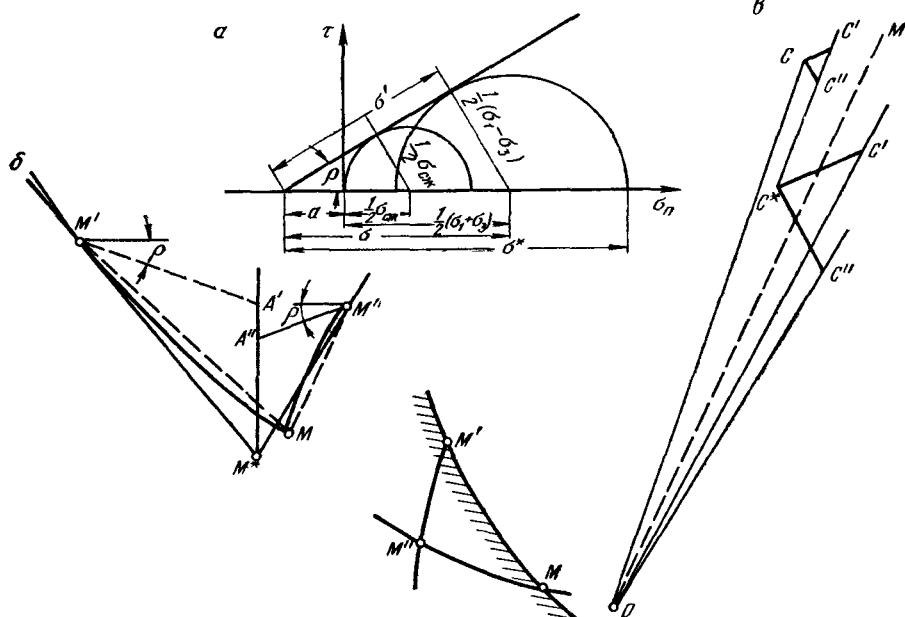


Рис. 26. Решение задач статики связанной сыпучей среды методом С. С. Голушкевича:

a — соотношение действительных и приведенных напряжений; b — линии скольжения в первой элементарной задаче; c — график приведенных напряжений; d — схема второй элементарной задачи

ное напряжение, так как от одного к другому отрезку легко перейти через постоянные множители:

$$\sigma' = \sigma \cos \rho; \quad (59)$$

$$\sigma'' = \sigma (1 + 2 \sin \rho). \quad (60)$$

Приведенное наибольшее главное напряжение σ'' можно выразить также через сопротивление одноосному сжатию и величину σ_3 :

$$\sigma'' = a + \sigma_{сж} + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \omega; \quad a = \frac{1 - \sin \rho}{2 \sin \rho} \sigma_{сж};$$

$$\sigma'' = \frac{1 + \sin \rho}{2 \sin \rho} \sigma_{сж} + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \omega; \quad \omega = \frac{\pi}{4} + \rho/2. \quad (61)$$

Полное изложение графических методов решения задач статiki связной сыпучей среды дано в работе [18].

Здесь же приводятся лишь те сведения, которые необходимы при решении некоторых задач для весомой среды, рассматриваемых в данной работе.

При решении задач методом С. С. Голушкевича используется логарифмическое лекало, криволинейная часть которого определяется уравнением

$$r = Ae^{-2\varphi \operatorname{tg} \rho}, \quad (62)$$

где A — главный размер лекала, составляющий 35—40 см; φ — величина угла между смежными радиусами, выходящими из полюса; ρ — угол внутреннего трения данной горной породы.

Величина φ подбирается таким образом, чтобы значение соответствующих длин радиусов-векторов можно было выписать из таблиц значений функции e^{-x} . Например, если $e^{-2\varphi \operatorname{tg} \rho} = e^{-0,1}$, то $\varphi = \frac{0,1}{2 \operatorname{tg} \rho}$.

Решение сводится к последовательному графическому выполнению двух элементарных задач.

Задача 1. В среде с трением (рис. 26, б) даны две близкие точки M' и M'' , не лежащие на одной линии скольжения. Известны значения напряжений σ в этих точках и направления пересекающихся в них площадок скольжения. Требуется найти точку M , в которой пересекаются кривые скольжения, проходящие через точки M' и M'' , и напряжение σ в этой точке.

Задача 2. Заданы: отрезок кривой скольжения $M'M''$, конец которого M' находится на поверхности предельной области, и значение напряжений σ в точке M'' (рис. 26, г). Необходимо определить точку пересечения поверхности предельной области со второй кривой скольжения, проходящей через M'' , и очертание предельной поверхности на участке $M'M$.

Графическое решение первой задачи начинается с проведения касательных к кривым скольжения в точках M' и M'' . Из точки пересечения этих касательных M^* проводят вертикальную линию, на которой линиями, выходящими из точек M' и M'' под углом $\frac{\pi}{2} - \rho$ к вертикали (под углом ρ к горизонтали), отсекают отрезки M^*A' и M^*A'' , приближенно равные длине векторов влияния объемных сил, заключенных в области $M'M''M$. Затем через произвольную точку O проводят две прямые: одну параллельно касательной, проходящей через M'' , а другую под углом $\frac{\pi}{2} - \rho$ к касательной $M'M^*$. На этих прямых откладывают отрезки, равные приведенным средним напряжениям в точках M' и M'' , а через их концы C' и C'' проводят через точку C'' убывающую, а через C' возрастающую логарифмические спирали

(возрастающими С. С. Голушкевич называет спирали, длина радиусов-векторов которых при вращении их по часовой стрелке увеличивается, а убывающими — спирали, длина радиусов-векторов которых при вращении их по часовой стрелке уменьшается). От точки пересечения спиралей C^* в направлении линии, соединяющей ее с точкой O , откладывают отрезки $C^*C' = M^*A'$ и $C^*C'' = M^*A''$, через концы которых также проводят возрастающую и убывающую спирали. Длина отрезка OC будет выражать напряжения σ в точке M , а его направление — направление касательной к линии скольжения в искомой точке M . Искомая точка M определяется пересечением линий, направление которых является средним между направлением касательных к кривым скольжения в исходных точках M' и M'' и искомой точке M . При нахождении точки C логарифмические спирали проводят таким образом, чтобы они были слева от линии OO^* , если вектор M^*A'' (от правой точки) больше вектора M^*A' (от левой точки) и, наоборот, точка C будет слева от точки C^* , если вектор M^*A' больше вектора M^*A'' (как в данном случае).

При решении задач методом С. С. Голушкевича масштабы графика, изображающего сетку линий скольжения, и графика напряжений должны быть взаимно увязаны, поскольку векторы объемных сил снимаются с графика сетки линий скольжения. Эта зависимость определяется формулой [81]

$$D = \frac{2K}{\gamma} \frac{(1 + \sin \rho)}{\sin 2\rho} M, \quad (63)$$

где D — длина отрезка вектора сил; K — сцепление, тс/м²; γ — объемный вес пород, тс/м³; ρ — угол внутреннего трения; M — масштаб графика сетки линий скольжения.

Вторая задача применяется главным образом в расчетах параметров откосов, и ее решение изложено в работах [18, 81].

Метод многоугольника сил является довольно распространенным при решении задач статики грунтовых масс. Сущность метода заключается в следующем. Вначале рассматриваемая зона деформирования разделяется на ряд блоков, которые можно рассматривать сплошными. Это разделение производится с учетом структуры зоны деформирования и направлений главных напряжений на отдельных участках этой зоны. Затем по граням блоков прикладываются действующие по ним векторы внешних и внутренних сил (в том числе и объемных сил, которые прикладываются к центру тяжести блоков). После этого для каждого блока последовательно определяются значения неизвестных сил. Точность решения задач этим методом в большой степени зависит от того, как производится разделение области, находящейся в предельном состоянии, на взаимодействующие блоки, которые в этом методе принимаются жесткими. Поэтому разделяющие грани между блоками проводятся с уче-

том основных положений теории (статики) сыпучей среды. Силы, распределенные по граням между блоками, в методе многоугольника сил заменяются сосредоточенными силами, представленными силами сцепления, силами трения и нормальными (к граням) силами реакций между блоками. Принципы метода многоугольника сил изложены в работе [82]. На рис. 27 приведена схема сил, действующих по граням блока, с учетом объемных сил, при свободной верхней грани. На рассматриваемый блок

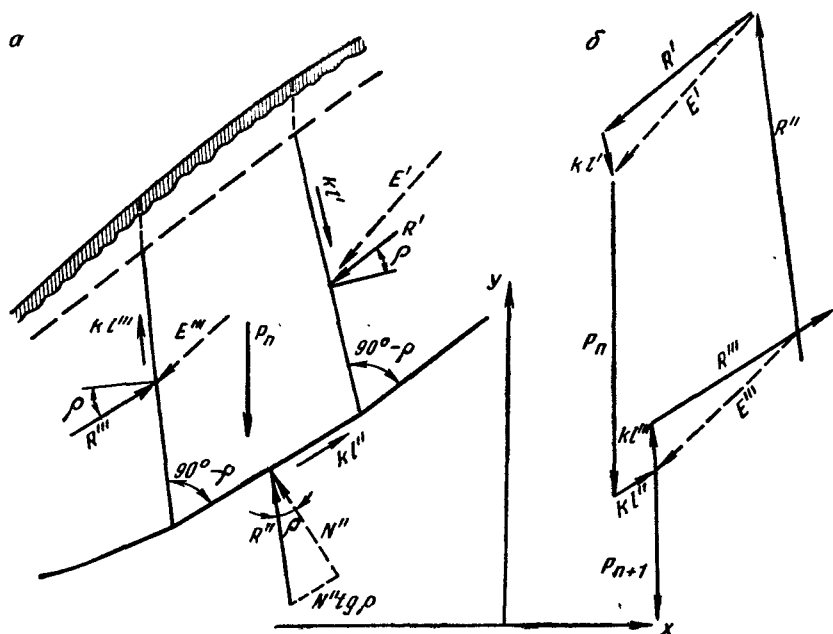
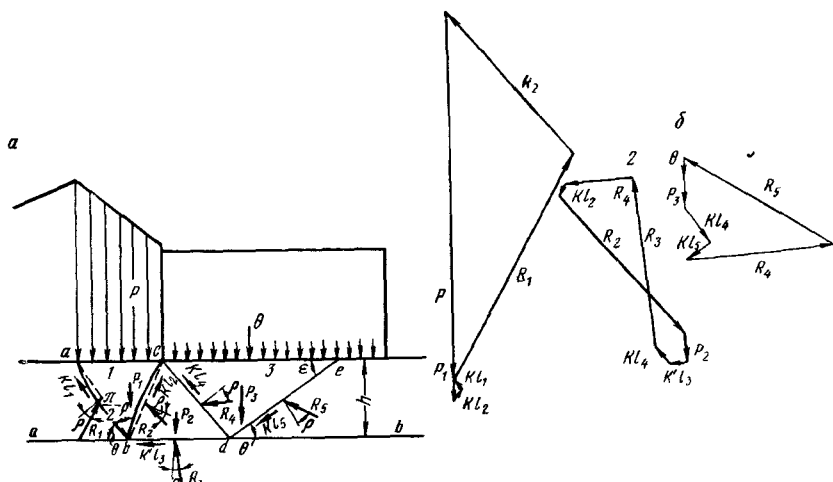


Рис. 27. Схема расчета по методу многоугольника сил

действует реакция E' от предыдущего блока справа, сила собственного веса блока P_n , силы сцепления Kl'' , Kl''' и силы R'' и R''' , являющиеся равнодействующими сил трения и нормальных составляющих N'' и N''' . Искомая в этом примере сила E''' реакции на последующий блок является геометрической суммой (равнодействующей) сил сцепления Kl''' , сил трения и нормальной составляющей взаимодействия между блоками. Решение становится возможным при условии замены сил трения и нормальной составляющей N их равнодействующей R , отклоняющейся от нормали на угол внутреннего трения между блоками. Эта равнодействующая R отклоняется от нормали в сторону, противоположную направлению возможного проскальзывания рассматриваемого блока относительно смежного. Например, в предельном состоянии блок P_n может скользить (сдвигаться) вдоль

своего основания, создавая силу трения $N'' \operatorname{tg} \rho$ обратного направления, поэтому равнодействующая R'' отклоняется влево от нормали. То же самое можно сказать и относительно блока слева. На графике сил (рис. 27, б) силы сцепления откладываются по направлениям, параллельным граням, по которым они действуют и их величина является произведением сцепления на величину площадки. Реакции R'' и R''' известны по направлениям, а их величина определяется (ограничивается) точкой пересечения M на графике сил (рис. 27, б). Реакция E''' на последующий блок является равнодействующей сил Kl''' и R''' .



По грани ac первого блока будет действовать неравномерная нагрузка, определяемая прочностью пород в боках выработки, или, если напряжения в боках выработки не достигают предела прочности пород, определяемая исходя из глубины расположения выработки. Эта нагрузка заменяется сосредоточенной силой P ; боковые грани первого блока наклонены к грани ac под углами: грань ab под углом $\frac{1}{2}(\omega + \theta)$, а грань cb — под углом $\omega + \frac{1}{2}(\omega - \theta)$. Реакции R_1 и R_2 отклоняются книзу на величину угла ρ от нормалей к граням ab и cb ; в третьем блоке боковая грань ed к почве выработки наклонена под углом $\varepsilon - \Delta$, а грань cd — под углом $\varepsilon + \Delta$, где $\Delta = \frac{1}{2}(\varepsilon - \theta')$.

Реакция R_5 отклоняется от нормали к грани ed на угол ρ кверху (общий принцип определения направлений реакций R_i — они отклоняются от нормали к поверхности скольжения на величину угла внутреннего трения по этой поверхности навстречу движению рассматриваемого блока вдоль поверхности скольжения).

Многоугольники сил для каждого блока* (см. рис. 28, б) строят последовательно, начиная с того блока, по которому заданы граничные условия. Например, в рассматриваемом примере задана нагрузка P на призму оседания и определяется нагрузка Q на призму выпирания. Поэтому многоугольник сил вначале строят для первого блока, а затем для второго и третьего. Если бы была задана нагрузка Q и определяли допустимое давление P , то многоугольники сил строили бы в обратном порядке.

Во всех блоках и многоугольниках сил направления всех сил известны, так как они заданы положением граней блоков, а также известны силы сцепления вдоль поверхностей скольжения и силы веса блоков; определяемыми являются величины реакций R_i . Для первого блока многоугольник сил является наиболее простым: последовательно откладываются силы P , P_1 , Kl_2 и Kl_1 , затем от верхнего конца силы Kl_1 проводится отрезок, параллельный направлению R_1 , на графике блоков (т. е. на рис. 28, а), а от верхнего конца силы P проводится отрезок, параллельный направлению R_2 . Точкой пересечения этих отрезков и ограничиваются величины реакций R_1 и R_2 . Построение многоугольника сил для второго блока начинается с проведения (откладывания) сил Kl_2 и R_2 с обратным направлением, чем в многоугольнике сил для первого блока, далее откладываются вес блока P_2 и известные силы сцепления $K'l_3$ и Kl_4 , а затем проводятся отрезки, параллельные направлениям реакции R_3 и R_4 , пересечение которых ограничивает величину этих реакций.

Построение многоугольника сил для третьего блока начинают с силы веса этого блока P_3 , а затем откладывают известные силы Kl_4 , Kl_5 и R_4 (R_4 и Kl_4 с обратным направлением, чем во втором многоугольнике) и заканчивают построение этого многоугольника проведением отрезков по известным направлениям сил R_5 и Q , точка пересечения которых ограничивает их величину. Таким образом определена необходимая реакция крепи Q на почву выработки, эпюра которой может быть и не равномерной — в зависимости от пролета выработки и жесткости крепи.

**НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ
ГОРНЫХ ПОРОД В ОБЛАСТИ ВЛИЯНИЯ
ОЧИСТНЫХ ВЫРАБОТОК**

§ 1. Общие вопросы сдвижения горных пород

При изучении проявления горного давления на больших глубинах горных разработок необходимо учитывать сдвижение горных пород в области влияния очистных выработок. Характер сдвижения горных пород влияет на проявление горного давления в вертикальных шахтных стволах, в подготовительных и очистных выработках. Это влияние становится особенно сильным при отработке пластов опасных по горным ударам, а также внезапным выбросам угля и газа.

Известно, что сдвижение горных пород является следствием изменения их напряженного состояния, вызванного проведением горных выработок. Поэтому для правильного описания характера деформирования и сдвижения горных пород необходимо прежде всего описать естественное напряженное состояние горных пород и его изменения, вызываемые проведением очистных выработок.

При описании процесса деформирования и сдвижения горных пород необходимо также учитывать их слоистость (определяющую расслаиваемость толщи при сдвигении) и склонность к пластическим деформациям с течением времени (ползучесть).

Склонность осадочных горных пород к пластическим деформациям и ползучести (а следовательно, и к релаксации напряжений) определяет их естественную напряженность большей частью как близкую к гидростатическому. Отклонения от гидростатического напряженного состояния в сторону превышения как горизонтальных напряжений над вертикальными (за счет тектонических напряжений, а также остаточных напряжений, связанных с большим погружением угленосных отложений и последующим их размывом), так и вертикальных над горизонтальными, хотя и не вызывают заметных изменений в проявлении сдвижения горных пород, тем не менее влияют на проявление горного давления.

При оценке изменений напряжений, вызванных проведением выработок, необходимо различать напряжения, связанные с гравитационными и тектоническими постоянно действующими силами, сумма которых в области влияния выработок не изменяется, и напряжения бокового распора, некоторая часть

которых, обусловленная релаксацией касательных напряжений, уменьшается в области влияния выработок.

При исследованиях сдвижения осадочных горных пород не выявлено влияние на его процесс остаточных тектонических сил и сил бокового распора, и поэтому при дальнейшем изложении вопросов сдвижения эти силы не учитываются.

Как известно, при выемке угольных пластов (или слоев других полезных ископаемых) на определенной площади, на земной поверхности возникает так называемая мульда сдвижения, площадь которой больше площади отработанной части пласта

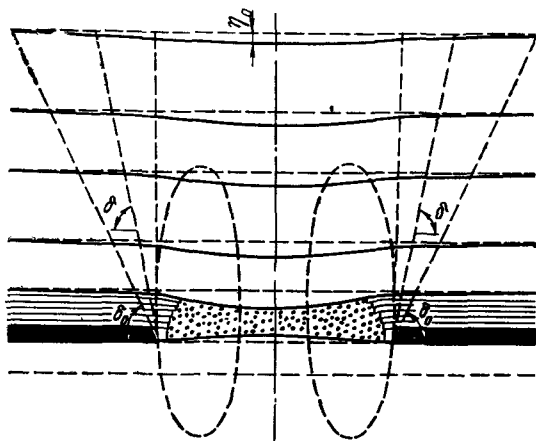


Рис. 29. Общая схема сдвижения горных пород

(рис. 29). Вопрос о характере сдвижения подработанной толщи пород не получил пока достаточно обоснованного решения. До настоящего времени нет полной ясности, в какой степени мульда сдвижения является следствием прогиба подработанных слоев, следствием сдвиговых деформаций или следствием совместного влияния этих двух видов деформаций.

На характер процесса сдвижения, кроме слоистости пород и размеров выработанного пространства, существенное влияние оказывают их прочность и глубина залегания обрабатываемого пласта. Совместное влияние этих двух факторов должно учитываться через их отношение $H\gamma/\sigma_{сж}$. Это отношение влияет как на величину максимального оседания пород в мульде сдвижения η_0 , так и на другие параметры. Например, при отработке верхних горизонтов, по данным наблюдений за сдвижением горных пород, с увеличением глубины отработки было установлено существенное уменьшение максимального оседания земной поверхности η_0 и увеличение углов сдвижения. Между тем на верхних горизонтах с увеличением глубины в зоне выветривания возрастала более быстро прочность пород, так что с увеличением глубины

уменьшалось отношение $H\gamma/\sigma_{сж}$, с чем и было связано отмеченное изменение параметров. Влияние отношения $H\gamma/\sigma_{сж}$ проявляется и при повторной подработке пород, когда $\sigma_{сж}$ в массиве оказывается существенно меньше, чем при первичной подработке.

Влияние на процесс сдвижения наличия в покрывающей толще мощных слоев крепких пород в настоящее время может быть описано только с качественной стороны; наличие таких слоев приводит прежде всего к возрастанию величины зависания подработанной толщи пород, что приводит к повышению дополнительной пригрузки зоны опорного давления, увеличению ее ширины и к выполаживанию граничного угла сдвижения δ_0 . С другой стороны, наличие мощных слоев крепких пород приводит к сглаживанию и уменьшению деформаций в зоне их максимума и к увеличению углов сдвижения δ , построенных по критическим деформациям; следствием этого является увеличение разности углов сдвижения и граничных углов при наличии в покрывающей толще мощных слоев крепких пород.

§ 2. Условия возникновения сдвига и изгиба слоев над очистными выработками

При исследованиях сдвижения горных пород высказываются две точки зрения: 1) сдвижение рассматривается как упругопластическое деформирование однородной сплошной вязкопластической среды и 2) сдвижение рассматривается как последовательный прогиб слоев налегающей толщи.

Представление о сдвижении горных пород как о вязкопластических деформациях сплошной среды существует среди ученых, рассматривающих процесс сдвижения с позиций механики сплошной среды. При этом образующаяся на земной поверхности мульда сдвижения рассматривается как результат истечения или сдвига пород в отработанное пространство. Доказательством этому принимается тот факт, что углы сдвижения при горизонтальном залегании слоев по величине оказываются близкими к углу $\omega = 45^\circ + \rho/2$, что создает впечатление о сдвижении как о процессе сдвига по площадкам, наклоненным под углом $45^\circ - \rho/2$ к направлению σ_1 , которое считается вертикальным.

В неподработанном массиве горных пород и горизонтальной земной поверхности направление σ_1 действительно является вертикальным и под углом $45^\circ - \rho/2$ к нему можно провести два семейства возможных поверхностей скольжения (рис. 30, а). Если грань ab можно было бы переместить в положение $a'b'$, то массив за нею сместился бы по поверхности cb и занял бы положение $c'a'b'$. В этом примере следует обратить внимание на то, что смещалась грань, параллельная направлению σ_1 , а смещение происходило в направлении σ_3 , т. е. в направлении минимального главного напряжения. Этот пример соответствует отработке крутопадающего пласта.

Если при пологом залегании пластов грань mt (рис. 30, б) сместить вниз, то по поверхности mt уже будет распределено напряжение не σ_1 , а напряжение σ_3 . Если бы массив был представлен сыпучей или вязкопластической средой, то процесс смещения этого массива происходил бы в форме истечения идеально сыпучей или вязкопластической среды. При исследовании сдвига такой среды на моделях скорости смещения от середины

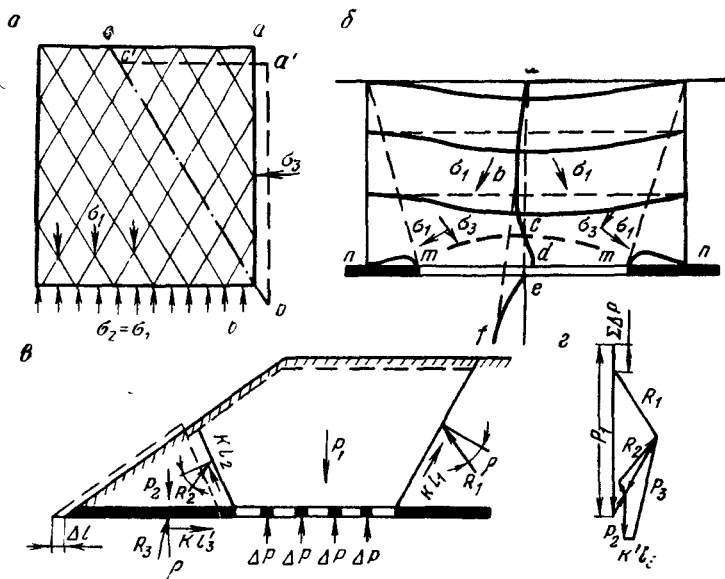


Рис. 30. Схемы направления главных напряжений в непроработанном (а) и проработанном (б) массивах и схема сдвижения при проработке откоса (в, г)

затухают к границам области смещений, а горизонтальные поверхности изгибаются и приобретают форму, подобную мульту сдвижения. При этом силовое поле коренным образом изменяется: направление σ_3 в отдельных точках массива совпадает с направлением смещения в этих точках, а направление σ_1 , естественно, становится перпендикулярным направлению σ_3 . При медленных смещениях это можно представить как последовательное образование и разрушение сводов. Таков характер смещения однородной сыпучей или вязкопластической среды, установленный на моделях.

Горные породы, имеющие определенную прочность и упругость, допускают значительные обнажения, при которых изложенных (выше) смещений не происходит, а в них возникает лишь упругое деформирование в связи с изменением напряженного состояния пород, вызванного выемкой некоторой части пласта.

Рассмотрим, каков стал характер напряжения в окрестности образованной в горном массиве полости. Прежде всего, довольно определенно можно представить изменения напряжений σ_z ; в неподроботанном массиве напряжение σ_z являлось напряжением σ_1 и численно равнялось величине $\sigma_z = \sigma_1 = H\gamma$; в области влияния выработки σ_1 ни по направлению, ни по величине не соответствует напряжению σ_z . Напряжение σ_z вдоль вертикальной линии (в плоском сечении), проведенной через середину выработки, изобразится кривой $abcdef$, а вдоль горизонтальной линии — эпюрами mn . Как видно из схемы на участке cd возникают растягивающие напряжения, под влиянием которых может образоваться свод обрушения или отслоение.

По вертикальным граням в неподроботанном массиве касательные напряжения отсутствуют, так как вертикальные площадки являются главными. В подроботанном массиве по вертикальным граням, проведенным на границе выработанного пространства, возникают касательные напряжения, равные величине (в плоской задаче)

$$\tau = a\gamma, \quad (64)$$

где a — полупролет выработки; γ — объемный вес.

По этим поверхностям может возникать сдвиг за пределом упругости при условии

$$a = \frac{K_{cp}}{\gamma} + \frac{1}{2} H\xi \operatorname{tg} \rho_{cp}. \quad (65)$$

Например, при $\sigma_{сж} = 300$ кгс/см²; $K_m = 75$ тс/м²; $\gamma = 2,5$ тс/м³; $\rho_{cp} = 28^\circ$; $\xi = 0,4$

$$a = \frac{75}{2,5} + 0,1 H; \text{ при } H = 300 \text{ м } \quad 2a = 120 \text{ м.}$$

Итак, сдвиг за пределом упругости по вертикальным плоскостям оказывается возможным в слабых породах.

Теперь рассмотрим, возможен ли сдвиг по наклонным поверхностям скольжения. Нами была отработана модель из эквивалентных материалов, боковая поверхность которой была наклонной (рис. 30, в). При достижении предельного пролета произошло сдвижение подроботанного массива под углом $\delta = 45^\circ + \rho/2 \approx 63^\circ$, оседание достигло 0,7 м и произошло смещение боковой части массива, прилегающей к подрабатываемому склону, на $\Delta l = 2m \operatorname{ctg} \delta$. При мощности отрабатываемого пласта, равной 3 м, $\Delta l = 2 \cdot 0,7 \cdot 3 \cdot 0,51 = 2,14$ м. На рис. 30, г показан многоугольник сил, действующих по граням блока; ΔP — несущая способность целиков.

Если смещение боковых частей горного массива, прилегающих к подроботанной зоне, невозможно, то при сдвижении подроботанной части массива по поверхностям, наклоненным под углом δ , должно было бы произойти сжатие подроботанной толщи на величину $\Delta l = 2m' \operatorname{ctg} \delta$. Такого сжатия подроботанного

массива произойти не может, так как относительная деформация оказывается далеко за пределом упругости, а горизонтальные напряжения не достигают разрушающих (предельных) величин, по крайней мере в породах средней прочности.

Таким образом, сдвижение значительных объемов горных пород в форме сдвига за пределом упругости возможно только в слабых породах и только по вертикальным поверхностям. В механике такой характер деформирования называется поперечным сдвигом.

Наиболее полно удовлетворяет наблюдаемому в натурных условиях характеру сдвижения горных пород гипотеза о сдвижении горных пород как изгибе упругих плит (а в плоской задаче — балок) с поперечным сдвигом. При таком представлении о сдвижении легко объясняются: подвижки по контактам слоев, влияние угла падения на векторы сдвижения, «отслоение» наносов от нижележащей толщи наклонных или крутопадающих слоев и, наконец, значительный рост дополнительных нагрузок в зоне опорного давления, следствием чего и является оседание земной поверхности над целиками, окружающими выработанное пространство. Подтверждением такого характера сдвижения горных пород является и влияние на него тектонических нарушений, если они оказываются расположенными в краевой части мульды сдвижения. В этом случае в мульде сдвижения образуется ступенька с увеличением оседания над выработанным пространством и уменьшением — над целиком; тектоническое нарушение при таком его расположении приводит к уменьшению зависания пород и уменьшению переноса веса пород на зону опорного давления. Сдвиговые деформации, как следствие поперечного сдвига от поперечных сил при изгибе, возникают в породах любой прочности и при любом залегании пород, но проявляются сдвиговые деформации тем сильнее, чем меньше прочность пород и больше угол падения слоев (см. § 6). Существенна роль поперечного сдвига в сдвижении горных пород при разработке мощных пластов.

При аналитическом решении некоторых вопросов сдвижения горных пород можно воспользоваться формулами для описания смещений и напряжений в заделанных по концам упругих балок, испытывающих деформацию изгиба с поперечным сдвигом, полученным Н. Н. Кайдаловым:

$$\left. \begin{aligned} u &= y \frac{\gamma h L}{2D} \left(-\frac{Lx}{6} + \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{3L} \right); \\ v &= -\frac{\gamma h}{24D} (x^4 + x^2 L^2 - 2Lx^3) + \frac{\gamma}{2G} (Lx - x^2); \\ \sigma_x &= \frac{6\gamma L}{h^2} \left(-\frac{L}{6} + x - \frac{x^2}{L} \right) y; \\ \tau_{xy} &= \frac{\gamma h}{2} \left(1 - \frac{2x}{L} \right), \end{aligned} \right\} \quad (66)$$

где

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)},$$

u, v — горизонтальная и вертикальная составляющие смещений; D — цилиндрическая жесткость слоя; L, h — пролет балки и ее толщина; γ — объемный вес материала балки; G — модуль поперечной деформации; направление осей x, y показано на рис. 31, а.

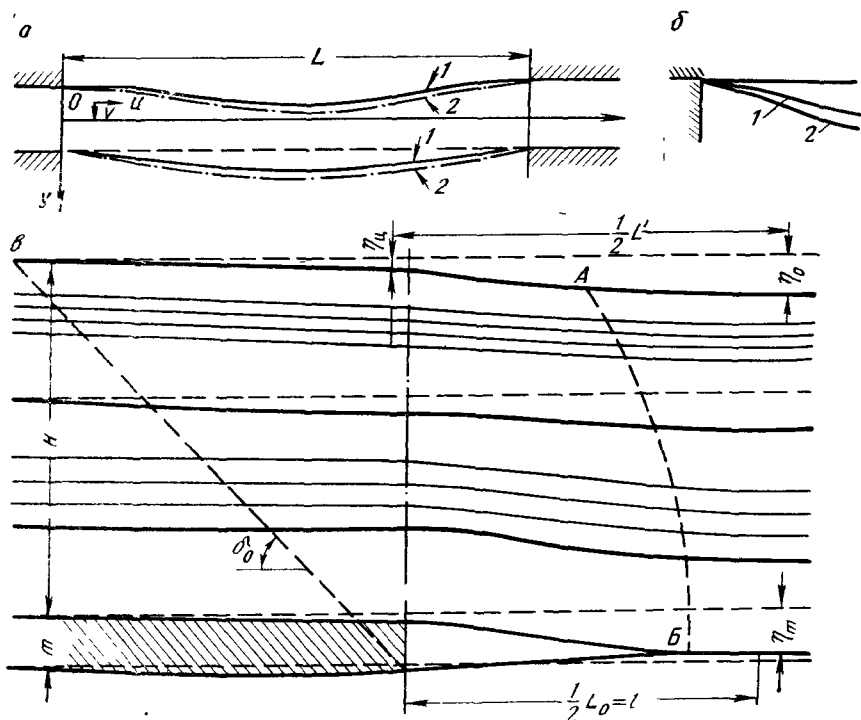


Рис. 31. Характер кривых изгиба кровли до первой посадки (а, б) и изгиб слоев налегающей толщи (в):

1 — при чистом изгибе; 2 — при совместном влиянии изгиба и поперечного сдвига, АБ — линия, ограничивающая зону зависания, вес которой передается на зону опорного давления

Для суждения о влиянии поперечного сдвига на вертикальную составляющую сдвижения горных пород в табл. 5 приведены составляющие сдвижения над выработанным пространством, которые в данном случае необходимо рассматривать как относительные величины η/η_0 для условия $\eta_{\text{ц}}=0,4 \eta_0$ (обозначения $\eta_{\text{ц}}$ и η_0 показаны на рис. 31, в) и соотношения модулей $G/E=0,3$; L' — расстояние между точками максимума кривизны мульды сдвижения.

Таблица 5

Величины η/η_0 при изменении отношения x/L'										
0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,40	0,51	0,69	0,85	0,96	1,0	0,93	0,85	0,69	0,51	0,40
0,00	0,06	0,21	0,33	0,43	0,47	0,43	0,33	0,21	0,06	0,00
0,00	0,05	0,08	0,12	0,125	0,13	0,125	0,12	0,08	0,05	0,00

Примечание. Во второй и третьей строках приведены составляющие отношения η/η_0 соответственно от изгиба и сдвига.

При других соотношениях $\eta_{\text{ц}}/\eta_0$ и E/G , естественно, будут другие относительные вертикальные сдвигения от изгиба и от поперечного сдвига. Вертикальные оседания земной поверхности над зоной опорного давления при пологом залегании изменяются по экспоненциальной зависимости с удалением от границы выработанного пространства

$$\eta = \eta_{\text{ц}} e^{-bx}, \quad (67)$$

где b — коэффициент, зависящий от ширины зоны опорного давления.

§ 3. Определение веса зависающих пород и пригрузки зон опорного давления

Определение дополнительных нагрузок в зоне опорного давления и разгрузки в надработанной и подработанной зонах является в настоящее время одним из наиболее важных вопросов в исследованиях сдвижения горных пород.

Возникновение зон разгрузки и опорного давления при изгибе (прогибе) слоев является убедительным доказательством тому, что прогибающиеся подработанные слои горных пород обладают значительной упругостью, которая сохраняется и после того, как нижние слои пород получают опору со стороны почвы отрабатываемого пласта. Это позволяет рассматривать изгибающиеся слои пород как толстые упругие плиты, заделанные по периметру, а в плоской задаче — как толстые упругие балки, заделанные по концам и получившие заданную стрелу прогиба.

Упругость мощных слоев крепких пород такова, что при отработке верхних горизонтов многократно наблюдалось поднятие земной поверхности на границе мульды сдвижения.

В связи с большим разнообразием мощности и прочности слоев пород и большой общей мощностью толщи изгибающихся слоев, среди достаточно мощных и упругих имеются и слои малой мощности, которые при заданной стреле прогиба полностью теряют несущую способность и являются дополнительной равно-

мерно распределенной нагрузкой на более мощные упругие слои. Таким образом, вся толща разделяется на свиты слоев, в основании которых залегают более мощные и более упругие слои, несущие, кроме собственного веса, дополнительную нагрузку от вышележащих более слабых слоев (рис. 31, в; зона обрушенных пород опущена). Аналогичное взаимодействие имеется и между свитами слоев, вследствие чего все слои изгибающейся толщи налегают друг на друга и получают заданный прогиб η_0 , определяемый мощностью обрабатываемого пласта и упругим расширением частично разгруженных пород, подстилающих и покрывающих разрабатываемый пласт $\Delta m'$ (естественно, что необходимо также учитывать разрыхление пород Δm в зоне обрушения и в зоне изгиба вследствие межслоевых подвижек):

$$\left. \begin{aligned} \eta_0 &= m - \Delta m - \varphi(m, H, L, \alpha, E); \\ \Delta m' &= \varphi(m, H, L, \alpha, E) = \frac{1}{E} \sum h_i \Delta \sigma_{zi}, \end{aligned} \right\} \quad (68)$$

где $\Delta \sigma_{zi}$ — изменение напряжений σ_z в подработанной и надработанной толще пород.

Частичное зависание подработанной толщи упругих слоев приводит к дополнительному нагружению краевой части пласта и целиков, граничащих с выработанным пространством, и образованию зоны опорного давления, распространяющейся, так же как и зона разгрузки, на слои подстилающих и покрывающих пород, подвергающихся в этой зоне упругому сжатию. Таким образом, область влияния очистной выработки распространяется далеко за ее (выработки) границами. На земной поверхности область влияния проявляется образованием мульды сдвижения горных пород. В исследованиях сдвижения горных пород наиболее важными вопросами являются следующие:

определение дополнительных напряжений во всех зонах области влияния очистной выработки;

определение границ области влияния в зависимости от геологических и горнотехнических условий, включая земную поверхность и подстилающие породы;

определение смещений (сдвижения) отдельных точек горного массива в области влияния и производных от смещений (деформаций, наклонов и кривизны) по линиям, различным образом ориентированным относительно залегания пласта, расположения выработки и земной поверхности;

установление общих аналитических зависимостей параметров сдвижения во всей области влияния от геологических и горнотехнических факторов.

Рассмотрим качественные характеристики некоторых сторон процесса деформирования и сдвижения горных пород в области влияния очистной выработки с позиций изгиба упругих балок, заделанных по концам при условии их ограниченного проскаль-

звания в местах заделки, на основе которого можно установить и более достоверные количественные зависимости.

В балке на двух опорах, жестко заделанной по концам, стрела прогиба, кривизна и напряжения определяются условиями:

$$\left. \begin{aligned} v &= 0,013 \frac{qL^4}{EI_x}; & R_{\max} &= \frac{M_A}{EI_x}; & M_A &= \frac{1}{12} qL^2; \\ Q_A &= \frac{1}{2} qL; & \sigma_{\max} &= \frac{M}{\omega_x} = \frac{1}{2} \frac{qL^2}{h^2}, \end{aligned} \right\} \quad (69)$$

где L — пролет балки; h — ее высота (все показатели балки при ее ширине, равной 1 м); v — стрела ее прогиба; q — удельная нагрузка; E — модуль упругости; M — изгибающий момент; $R_{\max}$ — максимальный радиус кривизны нейтральной линии; Q_A — максимальная перерезывающая сила; $I_x = \frac{1}{12} h^3$ — момент инерции сечения; $\omega_x = \frac{h^2}{6}$ — момент сопротивления сечения при изгибе.

При наличии проскальзывания в заделке и упругопластического деформирования краевой части пласта характер напряженно-деформированного состояния существенно не меняется. При наличии равномерно распределенной пригрузки от вышележащих тонких слоев характер напряженно-деформированного состояния балки также не изменяется.

При увеличении пролета балки до величины, при которой стрела свободного прогиба превысила бы мощность отработанного пласта, средняя часть балки ложится на почву пласта, а смещение получает заданную величину, определяемую как разность мощности пласта и поднятия почвы, а также разрыхления обрушенных слоев. При этом характер распределения напряжений в краевых опорах балки существенно не изменится. До настоящего времени не получил удовлетворительного решения вопрос о той части веса подработанной толщи, которая передается на зону опорного давления. Из рассмотрения упругих балок видно, что для каждого слоя этот вес равен весу половины пролета балки, при котором она начинает касаться почвы. При большем пролете прогибающийся слоистый массив получает в средней своей части опору со стороны почвы. С удалением вверх от очистной выработки (по нормали), с уменьшением кривизны изогнутых слоев, а также учитывая выветрелость пород верхних слоев, все меньшая часть их веса передается на зону опорного давления, а при больших глубинах разработки можно считать, что вес верхних слоев равномерно распределяется на зону опорного давления и на опору в выработанном пространстве (на рис 31, в зона пород, вес которых передается на зону

опорного давления, ограничена линией AB). Таким образом, на зону опорного давления передается вес подработанной части массива не менее определяемого по формуле

$$P = \frac{3}{8} L_0 H \gamma. \quad (70)$$

В этой формуле L_0 является средневзвешенной величиной таких пролетов отдельных слоев, при которых стрела прогиба становится равной мощности обрабатываемого пласта. Приближенно L_0 можно считать равным удвоенному расстоянию от забоя до зоны полных сдвижений (нижней части подработанной толщи пород).

Величина L_0 не зависит от глубины разработки, а зависит только от состава и прочности налегающей толщи пород и мощности обрабатываемого пласта.

О влиянии мощности обрабатываемого пласта на величину L можно судить по зависимости стрелы прогиба v упругой балки с поперечным сдвигом от ее пролета:

$$v = \frac{\gamma}{8} \left[\frac{L^4 (1 - M^2)}{h^2 E} + \frac{L_0^2}{G} \right]. \quad (71)$$

Если в этой формуле величину v принять равной эффективной мощности пласта ($m' = m - \Delta m$), то величину L_0 можно определить аналитически для средневзвешенных характеристик (γ, h, M, E и G).

§ 4. Распределение нагрузок в зоне опорного давления и определение ее ширины

Распределение пригрузки P в зоне опорного давления, ограниченной областью влияния очистной выработки, пользуясь методом предельного напряженного состояния для определения $\sigma_{\max}$, можно осуществить лишь весьма приближенно.

В плоскости пласта эпюру нагрузок можно установить, исходя из следующих соображений: на кромке пласта удельная нагрузка равна одноосному сжатию пласта (в массиве с учетом его трещиноватости, неоднородности и частичной нарушенности — σ_0), а далее в зоне предельного состояния возрастает в зависимости от коэффициента трения по контактам пласта с вмещающими породами, от мощности пласта и от угла сближения кровли с почвой

$$\Delta \sigma_z = f(\sigma_0, m, \rho', \beta, x) - z\gamma. \quad (72)$$

По мере возрастания бокового давления на сжимаемый пласт с удалением от забоя (или от другой границы пласта с выработанным пространством) зона предельного состояния сменяется упругой зоной, в которой закономерность распределения

давления достаточно хорошо не выявлена и некоторыми специалистами [5, 47] принимается в виде убывающей экспоненты

$$\Delta\sigma_z = A_z e^{-\lambda x}. \quad (73)$$

Общий баланс дополнительных сил в зоне опорного давления должен быть равен весу зависающих над выработанным пространством пород в соответствии с уравнением (70).

При увеличении глубины разработки одновременно с ростом веса зависающих пород возрастает как ширина зоны предельного состояния пород, так и общая ширина зоны опорного дав-

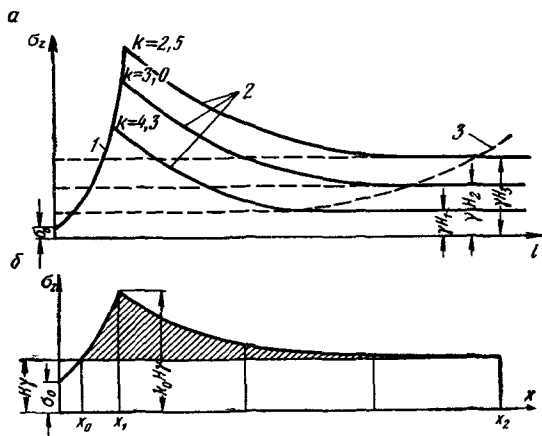


Рис. 32. Схема к определению коэффициента концентрации напряжений в зоне опорного давления (а) и эпюра дополнительных напряжений (б):

1, 2 — эпюры σ_z ; 3 — изменение ширины зоны

ления; при этом возрастает и максимум напряжений σ_z , располагающийся на границе зон упругого и предельного состояний. Шахтными экспериментальными работами и исследованиями на моделях установлено, что коэффициент концентрации напряжений в зоне опорного давления, определяемый как отношение $\sigma_{z\max}/H\gamma$, с увеличением глубины уменьшается. Это положение становится понятным при рассмотрении нарастания напряжений в предельной зоне (рис. 32, а), имеющего экспоненциальный характер.

Решение этого вопроса осложняется, во-первых, тем, что общая пригрузка зоны опорного давления еще не определяется с необходимой достоверностью, и, во-вторых, тем, что в той части зоны опорного давления, где породы находятся в упругом состоянии, закон распределения напряжений также еще не является достаточно определенным. Этот вопрос подробно рассмотрен в работе [5].

В настоящее время имеется два предположения о характере затухания напряжений в упругой части зоны опорного давления: предположение А. Н. Динника, Г. Н. Савина и А. Б. Моргаевского [19] о экспоненциальном характере затухания σ_y

$$\sigma_y = \gamma H [1 + (K_0 - 1) e^{-x/\lambda}] \quad (74)$$

и предположение ряда специалистов о убывании σ_y обратно пропорционально квадрату расстояния

$$\sigma_y = \gamma H \left[1 + (K_0 - 1) \frac{R}{R + x^2} \right]. \quad (75)$$

Выполненный К. А. Ардашевым расчет коэффициента концентрации и ширины зоны опорного давления по этим формулам дает большое расхождение полученных результатов: ширина зоны опорного давления по первой формуле получается в 2—2,3 раза больше, чем по второй, а коэффициент концентрации напряжений в 2—2,5 раза меньше.

По-видимому, это явилось следствием того, что формулы (74) и (75) были рекомендованы для одиночных выработок ограниченного сечения (капитальных, подготовительных, камер), а применительно к очистным выработкам показатели затухания напряжений должны быть иными. Так, в формуле (74) величина λ — половина ширины выработки, а в формуле (75) $R \approx 0,7 H$ означает расстояние от «центра грузовой площади до кромки пласта» [5]. В аналитическом решении для одиночных выработок этот показатель затухания имеет вид M/x^2 , где x — расстояние от центра выработки.

Проверочные расчеты показывают, что при определении напряжений в упругой части зоны опорного давления вокруг очистных выработок лучшие результаты получаются по формуле с экспоненциальным характером затухания напряжений

$$\sigma_y'' = H\gamma + A e^{-b(x-x_1)} = H\gamma [1 + (K_0 - 1) e^{-b(x-x_1)}], \quad (76)$$

$$A = \sigma' - H\gamma, \quad (77)$$

где

b — показатель затухания напряжения; x_1 — расстояние от границы выработанного пространства до границы между предельной и упругой подзонами; σ' — наибольшее главное напряжение на границе упругой и предельной подзоны опорного давления:

$$\sigma' = K_0 H \gamma.$$

В работе [19] коэффициент b принят равным величине, обратной половине ширины одиночной выработки. Для очистных выработок его необходимо устанавливать обработкой экспериментальных данных по изучению напряжений в зоне опорного давления.

В предельной зоне с достаточным приближением приведенные напряжения можно определять по формуле

$$\sigma_y' = \sigma^* e^{dx}, \quad (78)$$

где

$$d = \frac{2}{m} \operatorname{tg}^2 \omega \operatorname{tg} \rho'.$$

На границе предельной и упругой подзон приведенные напряжения являются близкими действительным. Величина $a = \frac{1}{2} \sigma_{сж} (\csc \rho - 1)$ достаточно мала по сравнению с величиной σ_y' .

Таким образом, на границе упругой и предельной подзон напряжения σ_y , определенные по формулам (76) и (78), принимаются равными между собой. Интегрирование уравнений (76) и (78) на участках от $x = x_0$ до $x = x_1$ и от $x = x_1$ до $x = x_2$ (рис. 32, б) — в точке x_2 значение σ_y принимается равным $H\gamma [1 + 0,01 (K_0 - 1)]$ — дает сумму дополнительных сил в зоне опорного давления S :

$$S = P = \frac{3}{4} l H\gamma; \quad (79)$$

$$S = \frac{H\gamma}{d} (e^{d(x_1 - x_0)} - 1) + \frac{H\gamma}{b} (K_0 - 1) (1 - e^{-b(x_2 - x_1)}) - H\gamma (x_1 - x_0); \quad (80)$$

$$S = H\gamma \left[(e^{d(x_1 - x_0)} - 1) \frac{1}{d} + \frac{K_0 - 1}{b} (1 - e^{-b(x_2 - x_1)}) - (x_1 - x_0) \right]. \quad (81)$$

В этой формуле известными являются величины: S , $H\gamma$, d и x_0 , а величины x_1 , x_2 и b устанавливаются последовательным приближением.

Учитывая, что в точке x_1

$$\sigma_y = \sigma^* e^{dx_1} = K_0 H\gamma, \quad (82)$$

для первого приближения можно принять

$$K_0 = \frac{3S}{(x_2 - x_0) H\gamma} + 1. \quad (83)$$

С учетом формулы (79)

$$K_0 = \frac{2,2l}{x_2 - x_0} + 1, \quad (84)$$

где x_2 и l — ширина зоны опорного давления и расстояние от забоя до точки полных сдвижений, устанавливаемые из анализа имеющихся данных шахтных наблюдений,

$$l = \frac{1}{2} L_0.$$

Как отмечалось ранее, величина l не зависит от глубины разработок, а зависит только от литологического состава, прочности и слоистости толщи налегающих пород и слабо — от мощности обрабатываемого пласта, а ширина зоны опорного давления возрастает с увеличением глубины разработки; в связи с этим с увеличением глубины разработки величина коэффициента концентрации напряжений уменьшается.

Ширина зоны опорного давления связывается с граничными углами сдвижения условием [4]

$$x_2 = H \operatorname{ctg} \delta_0 \text{ или } x_2 = H (\operatorname{ctg} \beta_0 - \operatorname{tg} \alpha). \quad (85)$$

При глубине более 200 м для условий Донбасса граничные углы рекомендуется [55] принимать $\delta_0 = 75^\circ$ и $\beta_0 = 75^\circ - 0,8 \alpha$; величина l для этого бассейна составляет 70—80 м. При этих значениях x_2 и l коэффициент концентрации напряжений с глубины 200 по 600 м изменится от 3,8 до 2,0 (для приближенных расчетов величиной x_0 можно пренебречь, так как она на порядок меньше x_2). При глубине 1000 м коэффициент концентрации напряжений при определении его по формуле (84) уменьшается до 1,7. Такая величина коэффициента концентрации напряжений в зоне опорного давления нуждается в экспериментальной проверке, так как еще неизвестно, как изменяются (или остаются неизменчивыми) граничные углы.

В отработанной зоне эпюра нагрузок на почву отработанного пласта может быть описана следующим образом (рис. 33): в призабойном пространстве, поддерживаемом крепью, эпюра нагрузок определяется фактическим удельным сопротивлением крепи (тс/м^2); за крепью на почву давит вес только обрушенных пород, а далее на обрушенные породы налегают вышележащие отложения и нагрузка постепенно возрастает до $H\gamma$ в зоне полных сдвижений (на расстоянии 50—70 м от забоя). При удалении от пласта по нормали к наложению эпюра дополнительных нагрузок (нагрузки и разгрузки) постепенно сглаживается.

По аналогии с упругими балками можно сделать вывод, что разгрузка подработанной толщи прямо пропорциональна сумме максимальных моментов на опорах, а моменты, в свою очередь, зависят от момента инерции сечения I_x , модуля упругости и кривизны:

$$M_{\text{изг}} = EI_x \frac{1}{R}.$$

Следовательно, разгрузку в подработанной толще для каждого слоя приближенно можно определить по формуле

$$\Delta P_l = \frac{1}{2} l q + \frac{1}{l} EI_x \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right), \quad (86)$$

где l — расстояние от забоя до зоны полных сдвижений; R_1 и

R_2 — радиусы кривизны слоев в зоне опорного давления и в подработанной толще (на границе зависания).

Вследствие того, что кривизна слоев убывает по мере удаления от разрабатываемого пласта (вследствие сжатия слоев в зоне опорного давления и расширения в подработанной части), с удалением от разрабатываемого пласта все меньшая часть

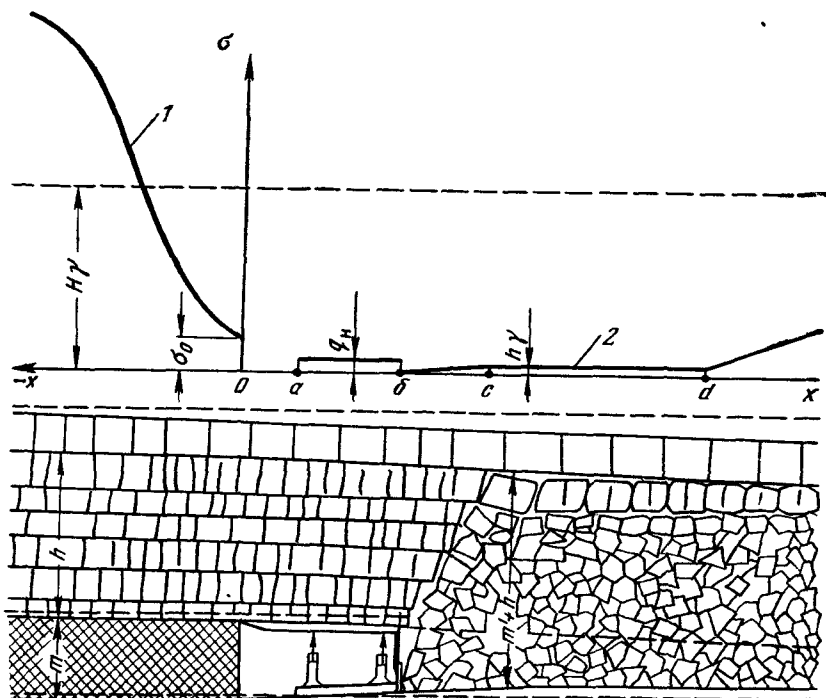


Рис. 33. Эпюра нагрузок на почву пласта в окрестности очистного забоя

веса подработанной толщи передается на зону опорного давления. Уменьшение кривизны слоев приводит также к тому, что с удалением от разрабатываемого пласта происходит все большее налегание вышележащих слоев на нижележащие. Очевидно, что давление вышележащих слоев на нижележащие также зависит от изменения их кривизны и пролета между максимумами кривизны.

Затухание деформаций слоев с удалением от пласта установлено И. М. Петуховым [47] на моделях из эквивалентных материалов в форме убывающей экспоненты

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 e^{c \frac{-y}{2x_0}}, \quad (87)$$

где ε_0 — деформация пород на уровне разрабатываемого пласта;

c — коэффициент, учитывающий механические свойства пород;
 y — расстояние от разрабатываемого пласта; $2x_0$ — ширина выработки.

При большом различии жесткости слоев EI_x на участках вблизи точек перегиба возможно отслоение пород и образование «пустот Вебера», так как кривизна изогнутых слоев, определяемая по формуле

$$\frac{1}{R} = \frac{M}{EI_x}, \quad (88)$$

неодинакова.

§ 5. Зоны с различным напряженно-деформированным состоянием пород

При изучении сдвижения горных пород под влиянием подземных разработок пластовых месторождений непосредственно над выработанным пространством выделяют зону обрушения пород, выше которой толща пород подвергается расслоению и изгибу (слоев).

Вопрос о высоте зоны обрушения до настоящего времени не получил достаточно обоснованного решения, хотя его важность в проблеме горной геомеханики несомненна. Обычно высоту зоны обрушения связывают с коэффициентом разрыхления пород и мощностью отрабатываемого пласта, принимая ее равной $(3 \div 6) m$. Имеющиеся случаи непосредственного вскрытия зоны обрушения показывают, что ее мощность существенно меньше. Так, Коркинским карьером вскрыта толща пород, подработанная ранее подземными выработками. Оказалось, что при выемке слоя мощностью до 2 м с полным обрушением кровли высота зоны беспорядочного обрушения не превышает 0,6 м; выше этой зоны породы сохраняют слоистость, хотя и разбиты частыми трещинами.

Если придерживаться принятого принципа о связи высоты зоны обрушения h с мощностью отрабатываемого пласта и коэффициентом разрыхления (см. рис. 33), то эту связь можно выразить формулой

$$h = \frac{m - \Delta m}{k - 1}, \quad (89)$$

где Δm — суммарная величина опускания основной кровли (до ее обрушения) и поднятия почвы на линии обрушения кровли;
 k — средний коэффициент разрыхления обрушенных пород.

$$\text{При } k = 1,25 \div 1,30 \quad h = (3 - 4)(m - \Delta m). \quad (90)$$

Поскольку величина Δm мало зависит от мощности отрабатываемого пласта (слоя), мощность толщи зоны обрушения находится не в прямой зависимости от мощности отрабатываемого

слож. Чем более слабыми породами представлена кровля пласта и чем больше ширина поддерживаемого выработанного пространства, тем больше величина Δm и тем меньше высота зоны обрушения. Например, при $m=1,5$; $\Delta m=0,5$; $k=1,25$ высота зоны обрушения составит 2,7 м. При разработке мощных рудных залежей системами с обрушением пород величина Δm не играет существенной роли и высоту зоны обрушения можно определять по формуле

$$h = \frac{m}{k-1}. \quad (91)$$

По-видимому, в этом случае коэффициент разрыхления необходимо принимать убывающим при увеличении высоты зоны обрушения, прочности пород, а также в зависимости от времени. В зависимости от этих факторов его величина может изменяться в пределах 1,1—1,3.

В зоне расслоения толщи и изгиба слоев происходят межслоевые подвижки. Частота расположения контактов между слоями, по которым происходят расслоение пород и межслоевые подвижки, зависит от состава налегающей толщи пород, их прочности и мощности отрабатываемого слоя. Фактических данных об этом параметре имеется еще очень мало.

По-видимому, частота таких контактов уменьшается при удалении от разрабатываемого пласта. Непосредственно вблизи зоны обрушения расслоение и межслоевые подвижки могут происходить по контактам через 1—2 м, а в вышележащей толще — через 30 м и более.

Общий характер напряженно-деформированного состояния пород в области влияния очистной выработки при горизонтальном залегании показан на рис. 34.

Необходимо обратить внимание на то, что в зоне, прилегающей к линии BD , проведенной по нормали к наслоению через границу выработанного пространства, возникают межслоевые подвижки, а прямая BD трансформируется в ломаную BD' . Определение границ области влияния очистных выработок аналитическим путем в настоящее время оказывается невозможным из-за сложности определения расчетных механических характеристик массива горных пород, поэтому они пока определяются экспериментально.

При горизонтальном и пологом залегании слоев граница области влияния на земной поверхности определяется по граничным углам (в настоящее время граничные углы определяются по значениям деформаций или оседаний: $\eta=15$ мм; $\epsilon=0,5 \cdot 10^{-3}$; $i=0,5 \cdot 10^{-3}$, находящихся на границе точности их определения; в результате чего отсекается некоторая часть области влияния на земной поверхности, что искажает закономерности, присущие сдвигению горных пород; граничные углы необходимо определять путем экстраполяции зависимости η , i , ϵ в зоне их доста-

точно точного определения), а в подстилающих породах — по эмпирической зависимости

$$\eta_0 = f(H, L, \sigma_{\text{сж}}). \quad (92)$$

По параметрам $\beta_0\delta_0$ и η_0 может быть с достаточной точностью ограничена вся область (см. рис. 34).

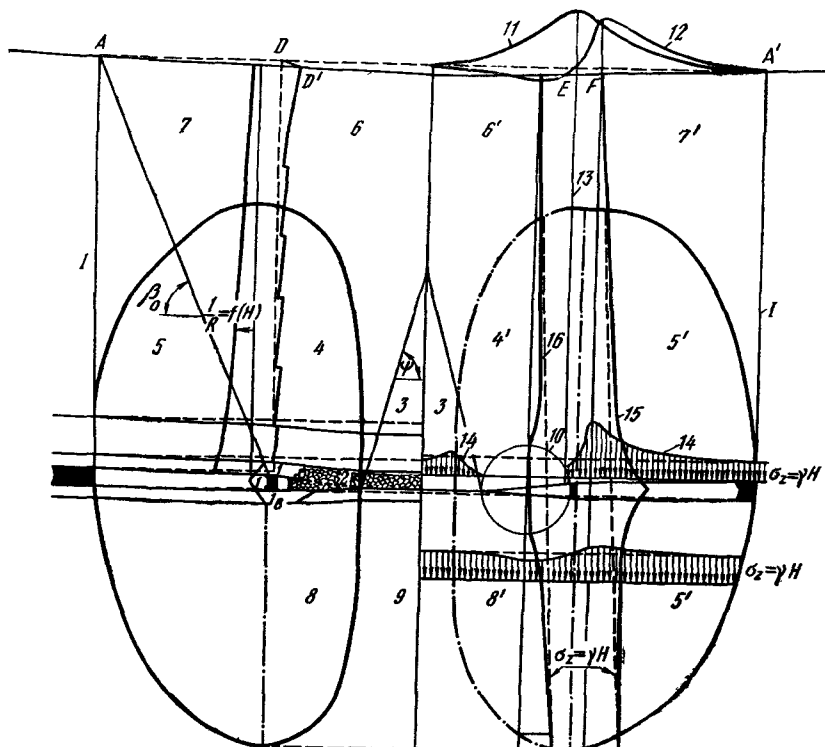


Рис. 34. Схема расположения зон различного напряженно-деформированного состояния в области влияния очистной выработки:

1 — предельного состояния; 2 — обрушения; 3 — полных сдвижений; 4, 4' — зависания, разгрузки и изгиба слоев; 5, 5' — сжатия по вертикали; 6, 7 — свободного опускания слоев с изгибом; 8, 8' — неравномерного поднятия, изгиба и разгрузки слоев в лежащем боку; 9 — равномерного поднятия; 10 — полной разгрузки; 11 — кривая наклонен по мульде; 12 — кривая растяжений; 13 — линия точек перегиба слоев; AD' , EA' — мульта оседания поверхности; 14, 15 и 16 — эпюра напряжений σ_z на уровне пласта и с изменением глубины в зонах опорного давления и разгрузки; I — граница области влияния; θ_0 — граничный угол

Максимальное оседание земной поверхности η_0 является разностью между мощностью отрабатываемого пласта и расширением пород в области разгрузки как в подработанной, так и в надработанной толще

$$\eta_0 = m - \frac{1}{E} \sum \Delta \sigma_{zi} h_i \text{ или } \eta_0 = m - \frac{a}{E} \sqrt{\frac{m}{L}} H. \quad (93)$$

Оседание земной поверхности над зоной максимума опорного давления $\eta_{\text{ц}}$ в точке, располагающейся вблизи нормали к наслению, проведенной от границы выработанного пространства, является интегральной величиной сжатия пород в зоне опорного давления

$$\eta_{\text{ц}} = \frac{1}{E} \sum h_i \Delta \sigma_{zi}. \quad (94)$$

На рис. 35 приведены некоторые данные о величинах $\eta_{\text{ц}}/\eta_0$, обобщенные В. Н. Земисевым [22]. Недостатком этого графика

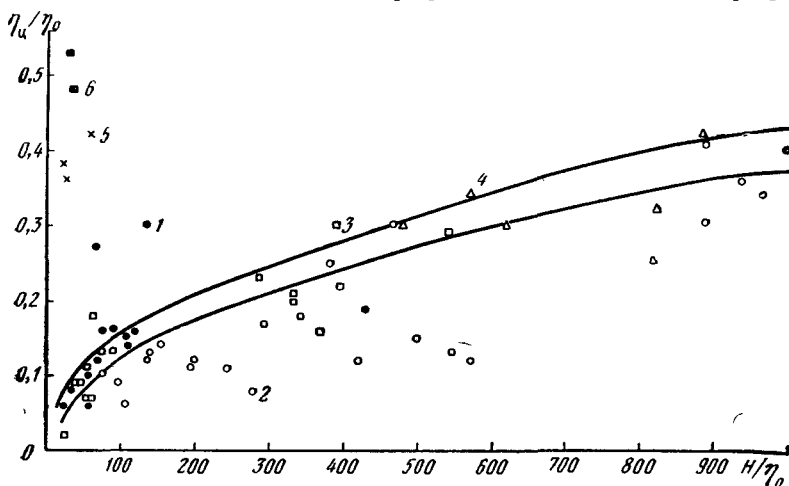


Рис. 35. График относительных величин оседания земной поверхности над границей выработки (по данным В. Н. Земисева):

1 — модели; 2 — Донецкий бассейн; 3 — Карагандинский бассейн; 4 — Львовско-Волынский бассейн; 5 — Подмосковский бассейн; 6 — Никополь-Марганцевый бассейн, $\eta_{\text{ц}}$ — оседание земной поверхности над границей выработки; η_0 — максимальное оседание; H — глубина залегания пласта

является то, что по оси абсцисс отложены не абсолютные значения глубины, а отношение H/η_0 , чем искажено влияние σ_z на величину $\eta_{\text{ц}}$.

Граничный угол сдвижения, δ_0 , определяемый как угол наклона линии в главном сечении мулды сдвижения, соединяющей границу выработки с границей ее влияния на земной поверхности, является функцией относительных напряжений в зоне пригрузки (опорного давления)

$$\delta_0 = \varphi \left(\frac{K_0 H \gamma}{\sigma_0} \right),$$

где K_0 — коэффициент концентрации напряжений в зоне опорного давления; σ_0 — прочность пород при одноосном сжатии.

Если напряженность такова, что отношение $K_0 H \gamma / \sigma_0$ стремится к бесконечности, то граничный угол стремится к $\pi/4$. При большой прочности пород и малой глубине угол δ_0 приближается к 90° . Этим условиям соответствует отношение

$$\operatorname{tg} \delta_0 = \left(1 + a \frac{\sigma_0}{K_0 H \gamma} \right), \quad (95)$$

где a — коэффициент пропорциональности.

После того как установлен характер деформирования пород в различных зонах области влияния очистной выработки, ограничена сама область влияния и установлены смещения в характерных точках области влияния, могут быть определены с достаточной для практики точностью деформации и смещения в любых участках области влияния.

При изучении деформирования земной поверхности при разработке глубоких горизонтов необходимо учитывать изменившийся его характер: точки с критическими деформациями приближаются к точкам максимума, а часто максимальные параметры сдвижения земной поверхности совсем не достигают критических значений. В этих условиях становится более целесообразным определять расположение относительно границы выработанного пространства наиболее характерных точек мульды сдвижения: точек перегиба крыльев мульды оседания (соответствующих $i_{\max}$) и точек с максимумом кривизны, горизонтальных смещений, растяжений и оседаний, а также установить максимальные значения этих параметров в зависимости от горно-геологических и горнотехнических условий.

В этом отношении наиболее характерными точками мульды сдвижения являются точки с максимумом кривизны или точки перегиба крыльев мульды: эти точки более жестко, чем любые другие точки мульды связаны с границами очистного пространства и относительно их с большей достоверностью могут быть определены другие характерные точки мульды сдвижения. Точки с максимальной кривизной изгибающихся слоев располагаются по линии, нормальной к наслоению, проходящей через точку максимума напряжений в зоне опорного давления (см. рис. 34), а точки перегиба слоев располагаются по линии, нормальной к наслоению, удаленной от границы выработанного пространства на $1/3$ расстояния до точки полных сдвижений ($1/3 l$).

«Привязывание» мульды сдвижения к точкам с критическими деформациями или к граничным углам, характеризующимся большой изменчивостью их расположения в пределах действительной мульды сдвижения, при разработке глубоких горизонтов приводит к большой неопределенности.

Граничные углы (δ_0 , β_0 , γ_0) так же, как и углы сдвижения для всех основных угольных бассейнов страны приведены в «Справочнике по маркшейдерскому делу» [55].

При определении параметров сдвижения горных пород аналитическим путем нельзя не учитывать сжимаемость горных пород при изменении их напряженного состояния. Известны многочисленные данные больших оседаний земной поверхности только при дренаже осадочной толщи пород, увеличивающем напряжения в горных породах. Например, снижение уровня воды в слоистой толще осадочных пород Южно-Белозерского железорудного месторождения на 175 м привело к оседанию земной поверхности более чем на 1,6 м при общей мощности осадочных пород до 350 м [39]. В Челябинском бурогольном бассейне оседание промплощадок под влиянием дренажа при строительстве некоторых шахт достигало 70 см при глубине стволов до 100 м.

§ 6. Особенности сдвижения горных пород при наклонном и крутом залеганиях пластов

При наклонном и крутом залеганиях слоев сдвижение пород, по данным наблюдений, имеет ряд особенностей.

Рассматривая характер напряженно-деформированного состояния более мощных и крепких слоев пород (их можно было бы назвать несущими слоями), можно заметить некоторое различие напряженно-деформированного состояния нижних и верхних слоев. В нижних слоях зоны растяжения, ограничиваемые точками перегиба, имеют значительно меньшее распространение по мощности, чем зоны сжатия.

Преобладание зон сжатия над зонами растяжения в мощных нижних изгибающихся слоях горного массива дает возможность объяснить с позиций механики горных пород качественные изменения в процессе сдвижения, наблюдаемые при углах падения слоев более 65° . Известно, что при таких углах падения резко возрастают углы сдвижения β (рис. 36—38).

При горизонтальном, пологом и наклонном залеганиях слоев касательные напряжения по площадкам, наклоненным под углами β , близкими к углам сдвижения, определяются как разность касательных напряжений от веса вышележащих пород и от бокового давления, возникающего от бокового распора и от изгиба слоев:

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_z - \sigma_t) \sin 2\beta. \quad (96)$$

Вследствие этого при пологом залегании слоев сдвиговые деформации существенно проявляются лишь при довольно слабых породах или при сложении толщи покрывающих пород преимущественно тонкими слоями.

При крутом падении слоев касательные напряжения по площадкам, наклоненным под углами β , являются суммой касательных напряжений от веса пород и от изгиба слоев:

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_z \sin 2\beta + \sigma_t \sin 2\omega). \quad (97)$$

В связи с этим при пологом и наклонном залегании слоев, а в крепких породах и при крутом (до 65°) касательные напряжения вдоль потенциальных поверхностей скольжения невелики и сдвигание горных пород происходит преимущественно в форме изгиба и поперечного сдвига; только в слабых породах и в верхних слоях крепких пород, где распор при изгибе меньше, существенное значение приобретает сдвиг по наклонным площадкам (со сдвигом связан, в частности, наклон верхней части стволов,

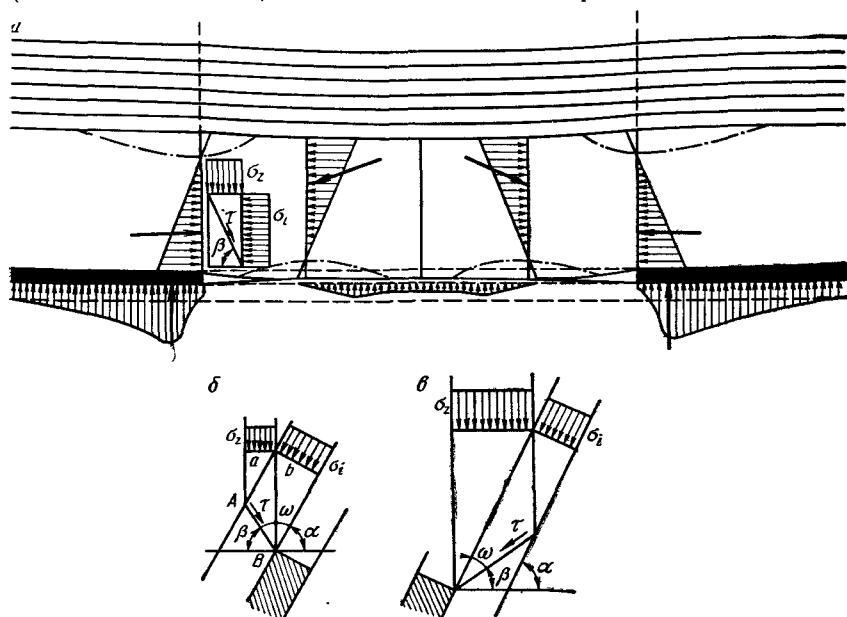


Рис. 36. Схемы к определению касательных напряжений по наклонным площадкам при залегании пластов:

a — горизонтальном; $б$ — крутом — висячий бок; $в$ — крутом — лежащий бок

оказавшихся в зоне опорного давления, см. искривление линий BD на рис. 34).

Преобладание сдвиговых деформаций над деформациями изгиба становится тем больше, чем больше соотношение $H\gamma/\sigma_{сж}$ и угол падения слоев вмещающих горных пород.

О влиянии прочности пород на развитие сдвиговых деформаций говорит и факт большего отклонения от нормали к наслению линии, соединяющей точки с максимальными величинами сдвижения в каждом слое (угол Θ), в породах более слабых. В прочных породах угол Θ близок к углу наклона нормали к наслению (рис. 37). Этот рисунок еще раз показывает, что массив горных пород при исследовании сдвижения горных пород нельзя рассматривать сплошным. При выемке наклонно залегающего пласта блок массива $abcd$ весом P потеряет опору снизу.

Вследствие этого по боковым граням блока возникнут касательные напряжения, максимальная величина которых будет по вертикальным граням ad' и bc , убывая к середине блока в соответствии с выражением

$$\tau_x = \frac{1}{2} \gamma (L - 2x) \cos \alpha, \quad (98)$$

где γ — объемный вес пород; α — угол падения пласта;

Ясно, что при $L < H$ какой-либо изгиб сплошного блока невозможен и сдвигение стало бы возможным только в форме сдвига по вертикальным максимально напряженным площадкам;

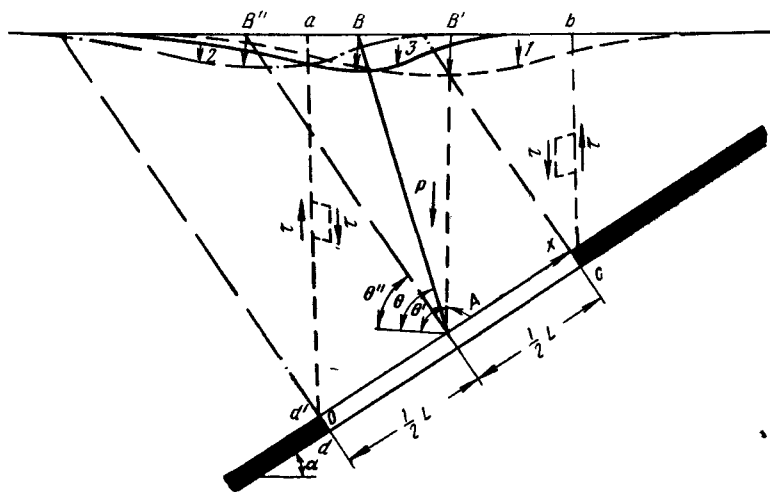


Рис. 37. Схема, поясняющая преобладание изгиба над деформацией сдвига при наклонном залегании слоев прочных пород

мульда сдвижения имела бы форму, близкую к симметричной относительно вертикальной линии AB' , проведенной через середину выработки. При изгибе слоистой толщи весьма крепких пород (как, например, в Кизеловском бассейне) сдвигение происходит в направлении, близком к нормали к наслению (угол $\theta'' \approx 90^\circ - \alpha$).

В породах средней прочности линия максимальных сдвижений AB занимает промежуточное положение между вертикалью и нормалью к наслению; при этом, чем слабее породы, тем больше линия AB отклоняется от нормали AB'' , что свидетельствует о более существенном влиянии сдвиговых деформаций на форму и расположение относительно выработанного пространства мульды сдвижения на земной поверхности.

При вертикальном залегании должна быть установлена эмпирическим путем граница зоны опорного давления (вниз по пласту), от которой под углами $45^\circ + \rho/2$ проводятся плоскости,

ограничивающие с боков область влияния до высоты H_{90} , естественно, если глубина разработки превышает высоту H_{90} , определяемую по формуле

$$H_{90} = \frac{\sigma_0}{\gamma}, \quad (99)$$

где σ_0 — прочность пород на одноосное сжатие в массиве.

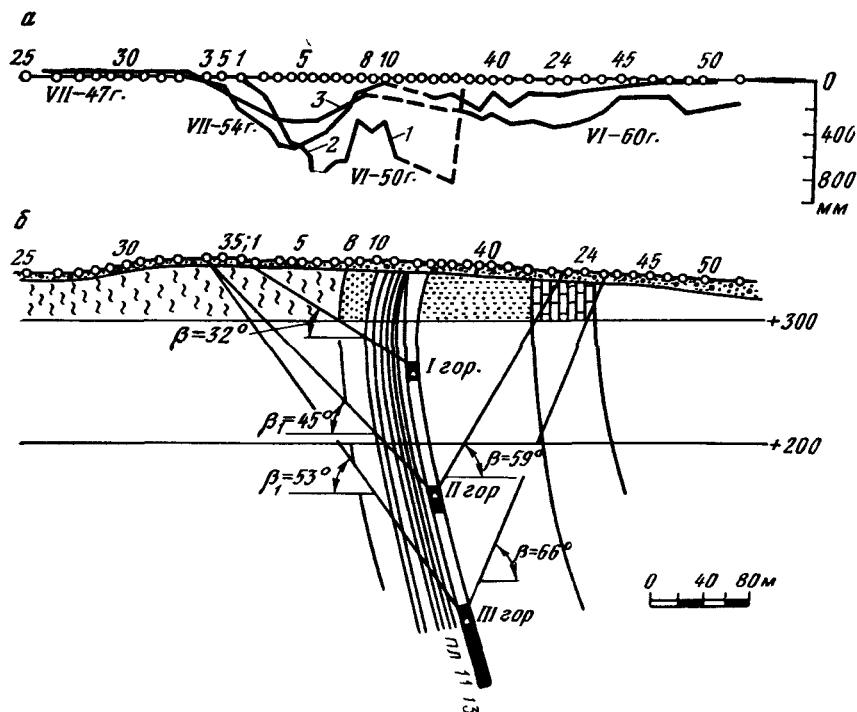


Рис. 38. Схема сдвижения горных пород при крутом залегании пласта:

а — график оседаний; б — разрез по линии наблюдений

Однако при вертикальном (или близком к вертикальному) залегании могут возникать и более сложные формы сдвижения, как, например, изображенная на рис. 38 по шахте № 69 Кизеловского бассейна. Над выходами прочного песчаника, залегающего ближе к отработываемому угольному пласту, чем слои более слабых алевролитов, вертикальные сдвижения оказались меньше (точки 8—10), чем над выходами алевролитов (точки 1—8). Здесь проявилась бо́льшая прочность песчаников, в слое которых сдвиги не возникли. Согласно формуле (99), глубина разработки не достигла величины H_{90} для песчаников и их сдвижение проявилось главным образом в горизонтальном

направлении под влиянием давления сползающего под углом β_1 более слабого алевролита.

При наклонном и крутом (до 60°) залегании слоев границы области влияния для висячего и лежачего боков необходимо определять раздельно. Для висячего бока по граничному углу, определяемому экспериментальным путем, устанавливается граница области влияния на земной поверхности, затем также

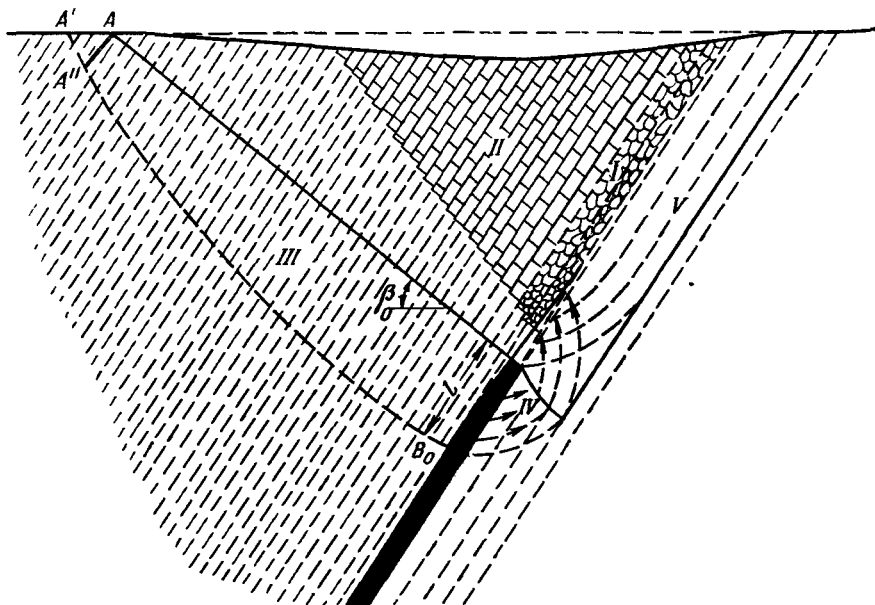


Рис. 39. Схема сдвижения пород при разработке мощных крутопадающих пластов:

I — зона беспорядочного обрушения; *II* — зона упорядоченного обрушения; *III* — зона сдвижения; *IV* — зона выпирания; *V* — зона сползания

по экспериментальным данным определяется зона опорного давления l ; между точками A'' и B_0 проводится плавная кривая (рис. 39).

В лежащем боку процесс деформирования различен в зоне опорного давления и в подработанной толще: в зоне опорного давления происходит сжатие, разрушение и выдавливание (выпирание) пород в призабойное пространство; надработанная толща слабых пород лежачего бока (ранее нарушенных в зоне опорного давления) сдвигается (сползает) вместе с обрушенными породами висячего бока (чаще всего одновременно с оседанием обрушенных пород). С увеличением глубины разработок возрастают ширина зоны опорного давления и мощность деформирующихся пород лежачего бока.

Особенностью сдвижения горных пород при наклонном и крутом залеганиях является также и образование ступенек на земной поверхности под влиянием межслоевых подвижек между упоминавшимися ранее пачками слоев.

Величины (высота) ступенек и расстояния между ними являются функцией многих геологических факторов и горнотехнических параметров: мощности пластов (или свиты пластов), определяющей величину прогиба слоев; характера слоистости пород — в особенности наличия мощных слоев крепких пород; положения границы отработанного пространства относительно земной поверхности. Наибольшие величины ступенек наблюдаются в тех участках земной поверхности, к которым приурочены зоны перегиба (точки с нулевой кривизной) слоев.

Изложенные представления о напряженно-деформированном состоянии слоев горных пород в области влияния очистной выработки также позволяют более дифференцированно подойти к оценке вероятности сдвижения горных пород по наслоению со стороны углов γ : оно оказывается возможным при наклонном залегании слоев в слабых породах, в тонкослоистых породах или в верхних (выветрелых) слоях крепких пород, т. е. в тех случаях, когда исключается возрастание распора вдоль слоистости при изгибе слоев (рис. 40).

При изгибе нейтральная линия каждого слоя в проекции на пласт становится короче. Зависимость этого укорочения от длины забоя (лавы) и мощности пласта приближенно может быть выражена формулой

$$\Delta L = 3 \frac{m^2}{L}, \quad (100)$$

где m — мощность отрабатываемого пласта или свита пластов; L — пролет выработанного пространства (длина лавы).

И. А. Петухов, детально изучавший этот вопрос [43], отмечает: «...характерной особенностью сдвижений по напластованию является то, что при разработке каждого нижележащего пласта сдвижения по напластованию происходят вновь по всем контактам, по которым они происходили при разработке вышерасположенных пластов». Отметим также, что сдвижение по напластованию верхних слоев всегда больше нижних. Первое положение подтверждает влияние мощности отработанных пластов (или слоев) на величины подвижек по наслоению; второе положение является следствием того, что с увеличением глубины отработки в зоне выветривания прочность пород быстро возрастает и потеря бокового распора в подработанных слоях уменьшается.

При отработке нескольких горизонтов с оставлением целиков между горизонтами величина подвижек по напластованию ΔL может складываться из подвижек по напластованию от отработки каждого горизонта.

При наклонном и крутом залегании слоистой толщи существенно возрастает и влияние покровных отложений (в литературе по сдвигению горных пород применяется термин «наносы») на характер сдвижения земной поверхности.

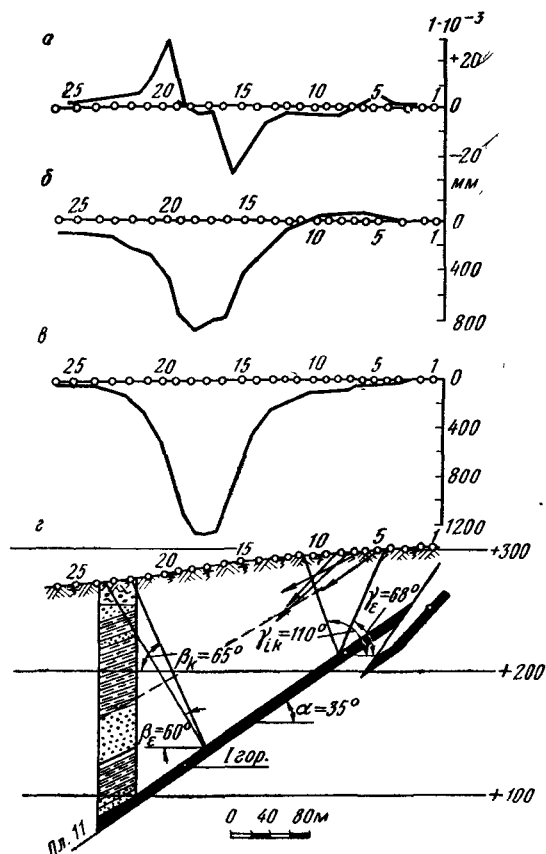


Рис. 40. Графики сдвижений и деформаций:

а — горизонтальные деформации; б — горизонтальные сдвижения; в — оседания; г — разрез по линии наблюдений; 5—10 — векторы сдвижения реперов вдоль наслоения

Вследствие того что направление векторов сдвижения близко к нормали к наслоению, на контакте с покровными отложениями происходит разрыв непрерывности в направлении векторов сдвижения массива (отражающий разрыв непрерывности в геологическом строении массива). Это явление впервые наблюдалось в 1949 г. на шахте № 45 в Челябинском бассейне.

На контакте угленосных отложений с покровными отложениями возникают касательные напряжения, вызывающие сжатие

покровных отложений (рис. 41). Величина сжатия зависит от мощности покровных отложений: чем меньше мощность покровных отложений, тем легче они подвергаются сжатию в зоне *AB* и тем меньше отставание сдвижения покровных отложений от сдвижения угленосной толщи.

При большой мощности покровных отложений на их контакте с угленосными породами (линия *CB*) происходит срез вертикальных выработок. При малой мощности наносов они могут

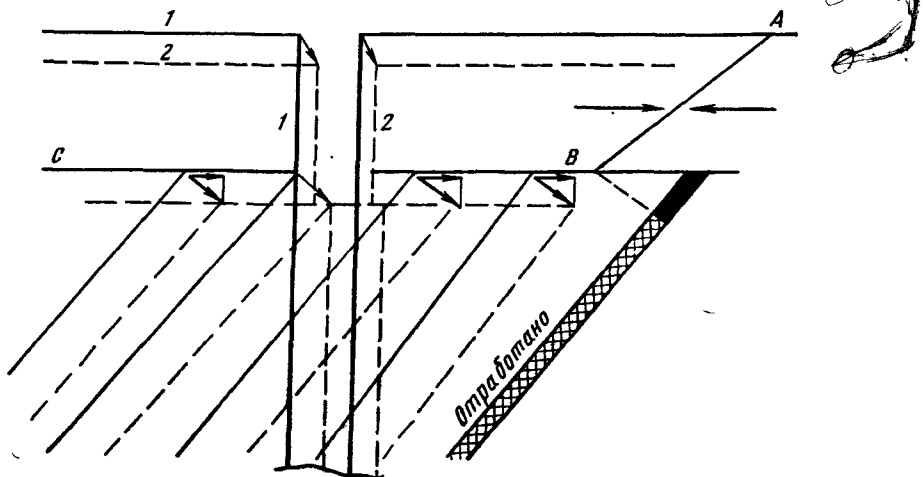


Рис. 41. Схема отслоения наносов и среза вертикальной выработки на контакте с наносами

увлекаться угленосными породами без отслоения от них и срезаться по наклонной линии *AB* в районе выхода под наносы отработываемого пласта.

Аналогичное смещение (проскальзывание) пород происходит и на контакте несогласно залегающих отложений различного возраста, например на границе карбоновых и юрских отложений в Анжеро-Судженском районе Кузбасса. При несогласном залегании разновозрастных отложений мульда сдвижения на верхней границе нижележащей толщи является исходной (аналогичной отработке пласта на этом горизонте) для расчета сдвижения вышележащих отложений. Вертикальные и наклонные выработки, пересекающие контакт несогласно залегающих отложений, претерпевают на этом контакте сдвиг.

§ 7. Особенности сдвижения горных пород при подработке склонов

При выемке угольных пластов под склонами характер сдвижения подработанных горных пород качественно может быть иным, чем при горизонтальной или весьма пологой земной

поверхности. Особенности сдвижения горных пород при подработке склонов оказывают существенное влияние на проявление горного давления (особенно при оставлении в выработанном пространстве целиков).

На рис. 42 приведены три возможные схемы сдвижения при отработке пологих пластов под склонами.

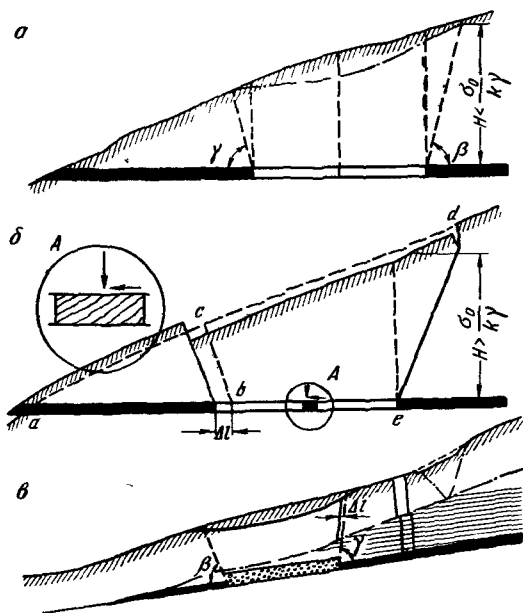


Рис. 42. Формы сдвижения горных пород при подработке склонов;

a — при выемке пологих пластов, залегающих в прочных породах; *b* — в слабых и средней прочности породах; *v* — под склонами, покрытыми мощным чехлом слабых (или рыхлых глинистых) пород

Первая схема *a* (рис. 42, *a*) характеризует сдвижение горных пород при подработке склона, сложенного прочными породами. Условием такой схемы сдвижения является отношение

$$H < \frac{\sigma_0}{k\gamma}. \quad (101)$$

При таком соотношении прочности пород и глубины разработки в зоне опорного давления с нагорной стороны не возникают наклонные площадки скольжения и сдвижение налегающей толщи пород происходит в форме последовательного прогиба слоев.

Вторая схема сдвижения горных пород при подработке склона возможна при соотношении глубины разработки и прочности $H \geq \frac{\sigma_0}{k\gamma}$, при котором в зоне опорного давления возможно возникновение наклонных площадок скольжения. Вторым условием такой схемы сдвижения является недостаточное сопротивление сдвигу по подошве призмы abc (рис. 42, б). В таких условиях сдвижение горных пород будет происходить в форме сдвига по наклонным поверхностям de и cb (и по основанию ab целика, если он оставляется).

Целики, оставляемые в выработанном пространстве, будут разрушаться от сжатия со сдвигом. Несущая способность целиков при таком типе их нагружения существенно меньше, чем при обычном сопротивлении вертикальным (нормальным к наслоению) нагрузкам. Схема сил для условия предельного состояния пород при подработке склона с такими условиями показана на рис. 30, в.

Третья схема (рис. 42, в) сдвижения горных пород при подработке склона наблюдается при залегании на склоне мощной толщи слабых или рыхлых глинистых пород.

При выемке пласта в покрывающей угленосной толще возникают, как обычно, зоны обрушения и последовательного послойного прогиба пород. В верхних слоях слабых пород (которые могут залегать и несогласно со слоями угленосных пород) при прогибе уменьшается боковой распор, вследствие чего нарушается равновесие пород, слагающих склон.

Как известно, равновесие пород в склоне, так же как и в бортах карьеров [82], обеспечивается взаимодействием между верхней частью склона, залегающей над более крутой частью потенциальной поверхности скольжения, и нижней частью склона, залегающей над более пологой частью потенциальной поверхности скольжения. Обычно в верхней части склона, сложенного слабыми породами, сумма сил сопротивления сдвигу меньше суммы сдвигающих сил, действующих по потенциальной поверхности скольжения, и поэтому ее равновесие обеспечивается только при наличии упора со стороны нижней части, в которой, благодаря более пологому расположению потенциальной поверхности скольжения, силы сопротивления сдвигу преобладают над сдвигающими силами. При подработке средней части склона, вследствие изгиба слоев слабых пород, боковой распор уменьшается и верхняя часть склона, потеряв отпор со стороны нижней части, приходит в движение, которое продолжается до тех пор, пока верхняя часть не получит со стороны нижней части достаточный отпор. Однако вследствие того что при сдвижении верхней части нарушается сцепление по поверхности скольжения и по боковым граням, при новом равновесии давление верхней части на нижнюю становится больше, чем оно было до начала сдвижения. Это

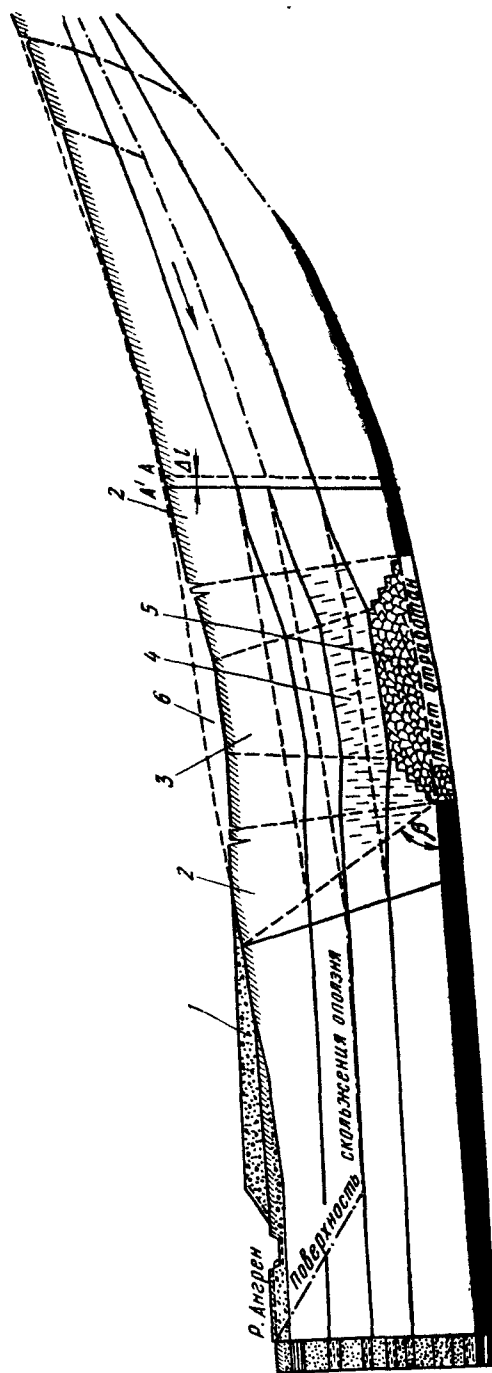


Рис. 43. Схема крупного оползня при его подработке:

1 — отвалы; 2 — зона растяжения; 3 — зона трещин; 4 — зона обрушения; 5 — мутьда сдвига; 6 — подвигание горных пород по наслонению вследствие уменьшения бокового распора в области сдвига

возрастание давления на нижнюю часть склона может вызвать и ее сдвижение, если коэффициент запаса устойчивости естественного склона был небольшим.

Так был, например, подработан при подземной газификации склон в районе г. Ангрена (Узбекская ССР), в результате чего началось сдвижение всего склона и в нижней его части начало возникать выпирание пород (рис. 43). Мощность выгазованного (выгоревшего) пласта достигала 10 м, а оседание земной поверхности составляло около 5 м; мощность оползневого тела достигала 100 м. Средний угол наклона земной поверхности составлял 10—12°; в верхней части он достигал 20°, а в нижней — выпадал до 0°.

Аналогичная подработка склона наблюдалась в Ахалцихе (Грузинская ССР). При выемке пологого пласта мощностью около 1,4 м в средней части склона верхняя его часть пришла в сдвижение, вследствие чего на глубине примерно 80 м был срезан на 40 см шахтный ствол, расположенный по склону выше участка горных разработок. Однако нижняя часть склона не имела визуально наблюдаемых смещений.

Необходимо подчеркнуть, что сдвижение верхней части склона возникает при ширине выработанного пространства по простиранию склона, в 2—3 раза превышающей глубину залегания потенциальной поверхности скольжения, совпадающей обычно со слоем наиболее жирных (пластичных) глин.

Глава V

РАСЧЕТ ПРЕДЕЛЬНЫХ НАГРУЗОК НА ЛЕНТОЧНЫЕ ЦЕЛИКИ

§ 1. Общие принципы расчета несущей способности целиков

Вопрос о несущей способности целиков возникает при решении многих горнотехнических задач: расчете параметров камерных и камерно-столбовых систем разработки рудных месторождений, разработке пластовых месторождений с удержанием кровли целиками, определении ширины предохранительных окоштрековых целиков и т. д.

В каждом конкретном случае прежде всего возникает вопрос о суммарных нагрузках, воспринимаемых целиками.

При разработке рудных месторождений с удержанием целиками всей налегающей толщи принято считать, что весь вес подработанной толщи полностью воспринимается целиками. Однако при оставлении целиков с различным соотношением их ширины и высоты происходит перераспределение нагрузок — удельные нагрузки более широких целиков больше удельных нагрузок узких целиков. В этой главе рассматривается только вопрос о предельной несущей способности целиков по условию прочности самого целика или его основания.

Прежде всего необходимо отметить, что в практике горных разработок целики горных пород или полезного ископаемого чаще всего имеют значительный коэффициент запаса несущей способности и эпюра нагрузок на целик в этом случае существенно отличается от эпюры при предельном напряженном состоянии. В зависимости от степени нагруженности целика эпюры нагрузок по его средней линии будут изменяться от положения 1 до положения 4 (см. рис. 44). При этом важно иметь в виду, что напряжения на краю целика никогда не могут превышать сопротивления одноосному сжатию слагающих его пород. Напротив, по мере развития деформаций его краевые участки частично или полностью могут потерять свою несущую способность, поэтому для довольно хрупких пород график сопротивления сдвигу необходимо соответствующим образом исправлять, учитывая частичное уменьшение сопротивления сдвигу при небольших нормальных нагрузках.

При большой высоте камер периферийные части целика, ранее всего приходящие в предельное состояние, могут осыпаться даже в тех случаях, когда средняя его часть еще далека от предель-

ного состояния, например при эпюре нагрузок, имеющей форму 2 на рис. 44.

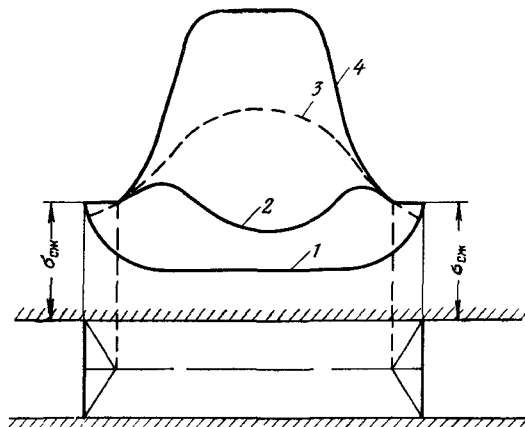
При расчете несущей способности целиков методом теории предельного равновесия необходимо (и можно) учитывать следующие геологические и горнотехнические факторы:

упругопластические свойства пород, слагающих целики;

наличие слабых контактов по их основаниям (верхнему и нижнему) с характеристиками $K' < K$ и $\rho' < \rho$;

Рис. 44. Эпюры возможных фактических нагрузок по средней линии целика:

1 — предельные напряжения возникают только на боковой поверхности целика; 2 — в предельном состоянии находятся краевые зоны целика; 3 — весь целик находится в напряженном состоянии, превышающем предел ползучести; 4 — целик находится в предельном состоянии, близком к разрушению



защемление целиков изгибающимися слоями непосредственной кровли и почвы;

неоднородность пород (наличие слабых прослоев);

ширину целиков (или отношение ширины к высоте);

выпучивание основания целиков.

§ 2. Несущая способность целиков со слабыми контактами с вмещающими породами

Если допустить такой идеальный случай, когда по основаниям целика сцепление и трение полностью отсутствуют и отсутствует также его защемление вмещающими породами, т. е. контакты с почвой и кровлей остаются плоскими и параллельными между собой, то при нагружении такого целика нагрузками, направленными по нормали к его основаниям, поперечному деформированию целика не препятствовали бы никакие силы и распределение нагрузок на целик было бы равномерным.

Предельная величина удельной нагрузки на целик в таком случае определяется его сопротивлением одноосному сжатию между абсолютно гладкими плоскими плитами (в этом случае, как отмечалось ранее, разрушение происходит путем отрыва по площадкам, параллельным направлению действующих сил):

$$\sigma_1 = f(x) = \sigma_0 = \text{const.} \quad (102)$$

Величина сопротивления сжатию при таких испытаниях составляет 0,5—0,6 кубиковой прочности образцов, или 0,7 прочности высоких образцов, сжимаемых между шероховатыми плитами.

При наличии некоторого сцепления и трения по основаниям целика, представленным более крепкими породами, при его

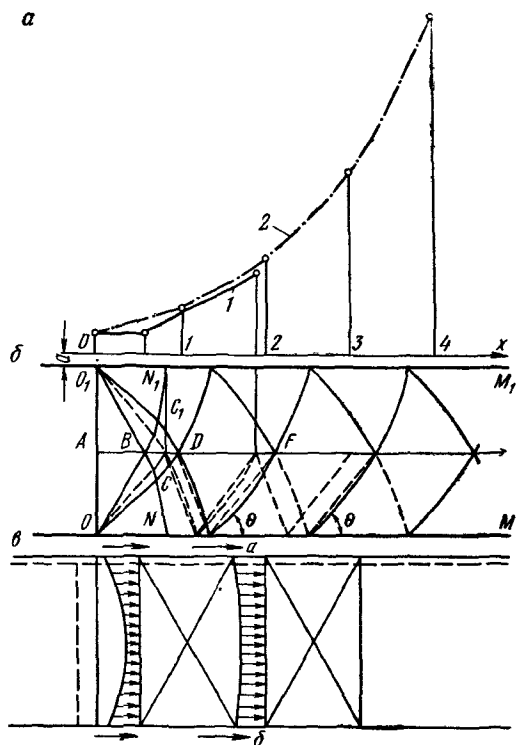


Рис. 45. Схема, поясняющая нарастание напряжений к середине целика при напряжениях, близких к предельным

нагрузении происходит деформирование как по мощности (сжатие), так и в плоскости контактов с основаниями (поперечная деформация расширения). Вследствие небольшого сцепления по контактам с основаниями по этим контактам еще на стадии упругого деформирования происходит разрыв сплошности («проскальзывание») с полным нарушением сцепления, поэтому при нагрузках, близких к предельным, поперечному расширению целика препятствуют только силы трения, которые создают боковое давление на участки, удаленные от боковой поверхности целика (рис. 45, в). При этом, чем дальше расположены такие участки целика от его боковой поверхности, тем больше боковое

давление и предельная несущая способность этих участков. На расстоянии x от боковой поверхности сила трения по основаниям целика составит

$$P_3 = 2xf'\sigma_{1cp}, \quad (103)$$

а средняя интенсивность бокового давления

$$\sigma_3 = \frac{2x}{m} f' \sigma_{1cp}. \quad (104)$$

Удельная несущая способность целика на расстоянии x от боковой поверхности определится из выражения

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \omega = \sigma_0 + \sigma_{1cp} \frac{2x}{m} f' \operatorname{tg}^2 \omega, \quad (105)$$

где σ_0 — сопротивление одноосному сжатию целика, равное предельной несущей способности краевой части целика; $\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}$; σ_{1cp} — средняя интенсивность нагрузок по основаниям целика на отрезке x ; m — мощность целика; f' — коэффициент трения по контактам с основаниями целика.

Такова механическая схема взаимодействия целика с вмещающими его прочными породами. Расчет напряжений по средней линии целика по формуле (105) дает несколько меньшие значения, чем расчет по более точным формулам теории предельного равновесия (предельного напряженного состояния).

Как отмечалось ранее, решение любой задачи методом теории предельного равновесия начинается с конструирования механической схемы решения.

В данной задаче, как и в любой другой, исходя из общей горнотехнической обстановки, прежде всего должен быть сделан вывод, что весь целик или только его краевая часть находится в предельно напряженном состоянии.

Расчетная схема в этой задаче будет такой.

1. К свободной поверхности целика примыкает призма выпирания, ограниченная (в плоской задаче) лучами O_1B и OB (рис. 45, б), образующими с поверхностью целика углы $AOB = \angle AO_1B = 45^\circ - \rho/2$. Как отмечалось ранее, на свободной поверхности призмы выпирания $\sigma_3 = 0$, а направление $\sigma_1 = \sigma_0$ располагается в плоскости свободной поверхности призмы выпирания. Для невесомой среды σ_1 направлено по нормали к наслонению, а его величина как на поверхности целика, так и во всей области O_1BO равна прочности на одноосное сжатие высокого образца.

2. Вдоль контактов с вмещающими породами, вследствие проскальзывания целика вдоль них, будет существовать одновременно специальное и обыкновенное [54] предельное равновесие, а из этого следует, что площадки скольжения будут

наклонены к контактам с боковыми породами под углами θ , определяемыми по формуле

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2}(\rho - \rho') - \frac{1}{2} \arcsin \left[\frac{\sin \rho'}{\sin \rho} \left(1 - \frac{a}{\sigma} \right) \right]. \quad (106)$$

3. Вдоль средней линии целика (в плоской задаче) направление σ_1 будет нормальным к этой линии (в силу ее симметрии), а площадки скольжения наклонены к ней под углом $\omega = 45^\circ + \rho/2$.

4. В угловых участках образуются зоны Прайдтля с углом $\text{BOC} = \text{BO}_1\text{C}_1 = \omega - \theta = \Delta\varphi$, так как в точках O и O_1 сходятся по две площадки скольжения с углами ω и θ к основаниям целика. Радиусы $OC = OC_1$ являются прямолинейными и определяются по формуле (53).

5. Наклоны площадок скольжения в точках N и C , а также N_1 и C_1 одинаковы, следовательно, отрезки линий скольжения NC и N_1C_1 прямолинейны, а напряжения во всех точках зон $O_1N_1C_1$ и ONC одинаковы. Наклоны площадок скольжения неизменны и равны углу θ , а линии скольжения второго семейства составляют с первым угол $90^\circ - \rho$.

Изложенное позволяет построить сетку линий скольжения во всей предельной зоне (рис. 45, б) и рассчитать напряжения в узловых точках сеток линий скольжения. Наклоны площадок скольжения в точках C и D отличаются на величину $\Delta\varphi = (\omega - \theta)$, а приведенные напряжения в точке D определяются по формуле

$$\sigma_D = \sigma_C^{2\Delta\varphi \operatorname{tg} \rho}. \quad (107)$$

Для определения углов θ по формуле (106) необходимо знать приведенные напряжения в узловых точках на контактах целика с вмещающими породами. Для этой цели можно воспользоваться формулой, выражающей приближенную величину приведенных напряжений вдоль средней линии целика в зависимости от расстояния x от свободной поверхности целика,

$$\sigma = \sigma^* e^{\frac{2x}{m} \operatorname{tg}^2 \omega \operatorname{tg} \rho'}, \quad (108)$$

где σ^* — приведенное напряжение на свободной поверхности целика; m — мощность целика; $\omega = 45^\circ + \rho/2$; $\operatorname{tg} \rho'$ — коэффициент внутреннего трения по контактам целика с боковыми породами.

При определении узловых точек сеток линий скольжения с известными углами наклона в них площадок скольжения проводятся прямые линии под средними углами наклона

$$\varphi_{cp} = \frac{1}{2}(\varphi_1 + \varphi_2), \quad (109)$$

где φ_1 и φ_2 — угол наклона площадок скольжения соответственно в первой и во второй точках.

На рис. 45, б приведен пример построения сеток линий скольжения и определения напряжений в них.

На рис. 45, а приведены графики напряжений по средней линии целика. Для перехода от приведенных напряжений к действительным проведены две линии Ox на расстоянии a одна от другой; измерения от нижней линии дают приведенные напряжения, а от верхней — действительные величины напряжений σ_1 .

Сравнение графиков 1 и 2 показывает, что с достаточной точностью для определения напряжений по средней линии целика можно пользоваться аналитической зависимостью (108), которая только на отрезке AB дает завышенные значения, но так как на этом отрезке величина σ_1 постоянна, то это всегда легко учесть.

§ 3. Учет влияния защемления краевой части целика и непостоянства значений углов внутреннего трения

При деформировании предельно напряженного целика различные его участки претерпевают не одинаковые величины сжатия по нормали — краевые участки больше, а удаленные меньше, вследствие этого к краевым участкам возрастает сближение почвы и кровли и пласт приобретает так называемое защемление (рис. 46). Как видно из этого рисунка, сближение почвы и кровли под углом $\Delta\alpha$ равносильно увеличению угла внутреннего трения по контактам пласта с почвой и кровлей на величину $\frac{1}{2}\Delta\alpha$. Поэтому при расчете по формуле

(108) угол ρ' увеличивается на величину $\frac{1}{2}\Delta\alpha$. При расчете графоаналитическим методом угол сближения почвы и кровли учитывается в самой геометрии построения сетки линий скольжения.

При широких целиках напряжения в их средней части достигают таких больших величин, при которых огибающие по пределу прочности и ползучести нельзя заменить одним отрезком прямой линии, а приходится заменять двумя или даже тремя отрезками. В этом случае прежде всего свободно можно пренебречь последним членом в формуле (106), так как величина a/σ близка к нулю, и при определении угла θ пользоваться только углами ρ_1 и ρ'_1 вторых отрезков огибающих.

При достижении действительным наибольшим главным напряжением величины σ'_1 (рис. 47, а) построенный на нем предельный круг касается обоих отрезков предельной огибающей. С расстояния x_1 , где $\sigma_1 = \sigma'_1$, расчет производится по второму отрезку огибающей (в этом случае изменяется также и величина a при определении приведенных напряжений).

При определении напряжений по формуле (108) при достижении σ'_1 также производится замена приведенного напряжения $\sigma = \sigma'_1 + a$ на величину $\sigma' = \sigma'_1 + a^*$. Например, если напряжение

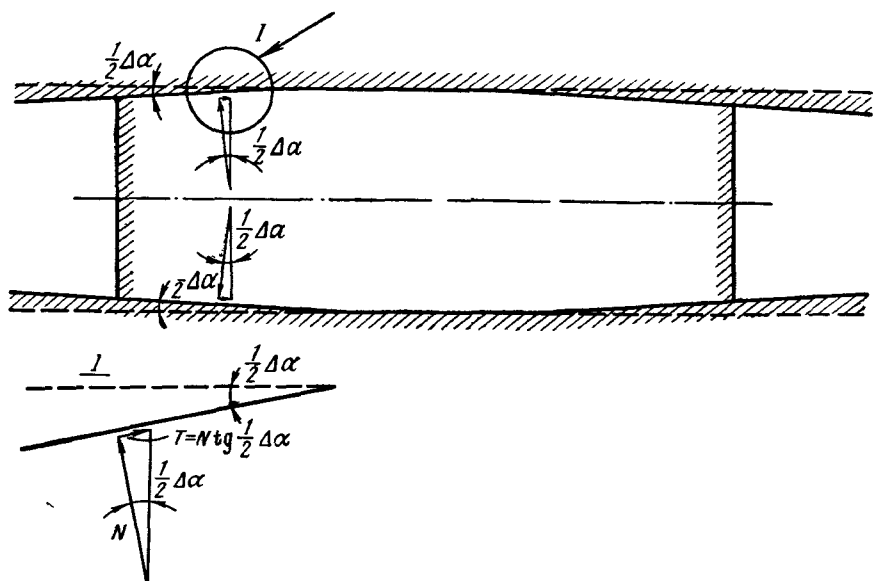


Рис. 46. Схема защемления краевой части пласта вмещающими породами

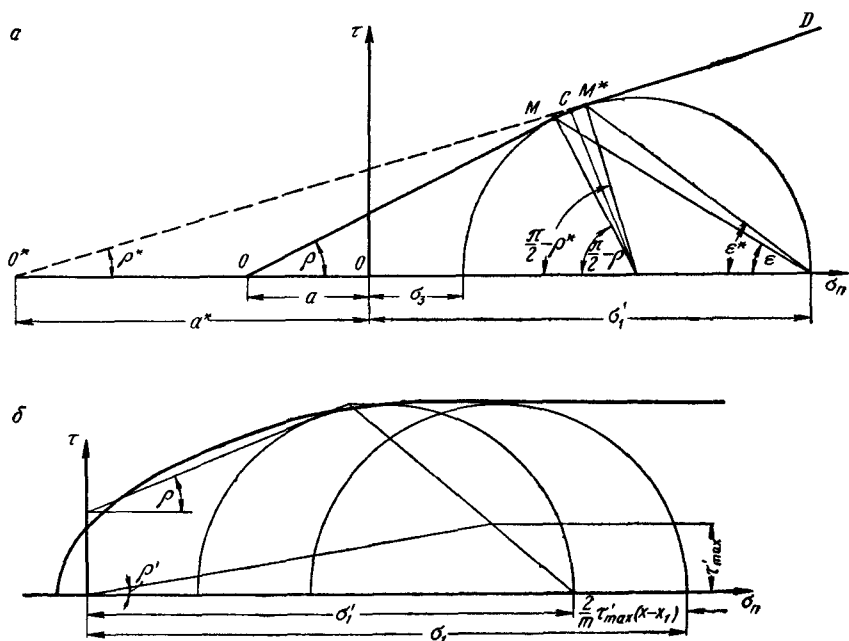


Рис. 47. Схема замены криволинейной огибающей предельных напряжений прямолинейными отрезками

σ_1 на расстоянии x_1 от боковой поверхности целика достигло величины σ'_1 , то на участке целика $x > x_1$ расчет производится по формуле

$$\sigma = \sigma'_1 e^{2 \frac{x-x_1}{m} \operatorname{tg}^2 \omega' \operatorname{tg} \rho'_1}, \quad (110)$$

где

$$\sigma' = \sigma'_1 + a^*. \quad (111)$$

На участках огибающих прочности пород целика и контактов, параллельных оси σ_n , напряжения по средней линии целика можно определять по формуле

$$\sigma_1 = \sigma'_1 + \frac{2\tau'_{\max}(x-x_1)}{m}, \quad (112)$$

где $\tau'_{\max}$ — максимальное сопротивление сдвигу по контактам целика с почвой и кровлей; $x - x_1$ — расстояние от точки, в которой $\sigma_1 = \sigma'_1$.

Второе слагаемое в этой формуле выражает рост бокового давления в целике при постоянном сопротивлении сдвигу по контактам целика с вмещающими породами (рис. 47, б).

§ 4. Расчет несущей способности целиков по предельному состоянию их оснований

Рассмотрим теперь такие условия, при которых в основании целиков возникает предельное состояние.

1. Если основания целиков имеют такую же прочность, как и сами целики, и при этом слабых контактов по основаниям нет (т. е. выработки пройдены в однородных породах), то при определенной их ширине начинает происходить выдавливание оснований.

По мере увеличения нагрузок на целик, естественно, возрастают напряжения также в широкой области вокруг целика и в некоторых зонах они могут достигнуть предельных величин (определяемых прочностью пород основания или пределом их ползучести, что чаще всего и наблюдается).

Основным условием предельного состояния основания целика является переход в предельное состояние примыкающей к целику зоны подошвы (почвы или кровли) целика. Для этого необходимо, чтобы наибольшее главное напряжение в почве выработки достигло предельной величины.

При одинаковой прочности пород основания и целика можно воспользоваться известной формулой В. В. Соколовского, устанавливающей зависимость между углом откоса и нагрузкой на его верхней площадке (рис. 48, а):

$$\beta_0 = \frac{\pi}{2} + \frac{\operatorname{ctg} \rho}{2} \ln \left(\frac{\sigma}{a} \frac{1 - \sin \rho}{1 + \sin \rho} \right). \quad (113)$$

Это уравнение можно записать и в более простом виде:

$$\sigma = \sigma^* e^{2 \left(\beta_0 - \frac{\pi}{2} \right) \operatorname{tg} \rho}$$

или

$$\sigma = \sigma^* e^{2 \Delta \varphi \operatorname{tg} \rho}. \quad (114)$$

Если выработки, ограничивающие целик, имеют прямоугольную форму, то у каждой свободной поверхности пород, окружающих выработку, можно построить по две зоны предельного

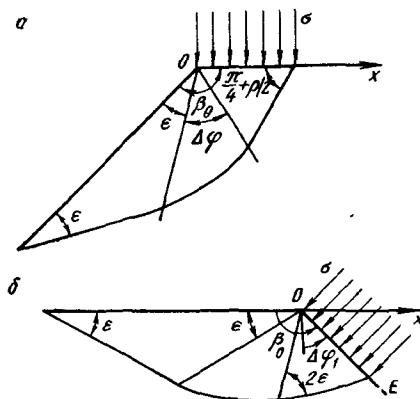


Рис. 48. Схема, поясняющая зависимость напряжения σ , распределенного по площадке, ориентированной под углом β_0 к свободной поверхности предельно напряженного массива, от величины этого угла

состояния, подобные приведенной на рис. 48, а, с углом $\beta_0 = 135^\circ$ или $\Delta \varphi = 45^\circ$. Эти зоны будут смыкаться между собой по линиям OE (рис. 48, б), симметрично ориентированным относительно свободных граней OO_1 и O_1O_2 (рис. 49, а). Как и в предыдущей задаче, по свободным граням и в примыкающих к ним зонах OBO_1 и $O_1B_2O_2$ напряжения σ^* являются наименьшими, определяемыми пределом прочности на одноосное сжатие

$$\sigma^* = \sigma_0 + a, \quad (115)$$

а в точках C, C_1, C_2 напряжения определяются углом $\Delta \varphi = \frac{\pi}{4}$

$$\sigma_C = \sigma^* e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \rho}. \quad (116)$$

Напряжения в точках D и F также зависят от изменения угла наклона площадок скольжения на участках C_1D и C_2F , равного $\pi/4$, а следовательно,

$$\sigma_D = \sigma_F = \sigma_C e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \rho} = \sigma^* e^{\pi \operatorname{tg} \rho}. \quad (117)$$

Равенство напряжений в точках D и F определяет прямолинейность отрезков DK и FK сетки линий скольжения.

Длина отрезка BD зависит от высоты целика и угла ρ , а длина отрезка DF — от ширины камеры и угла ρ , которые могут быть определены графически или аналитически.

Если ширина целика превышает удвоенную величину отрезка AF , то за точкой F напряжения возрастают, в соответствии с зависимостью (107), вдоль поверхности скольжения, выходящей из точки O_2 под углом $\Delta\varphi \leq \frac{\pi}{4}$ к линии O_2B_2 (рис. 50).

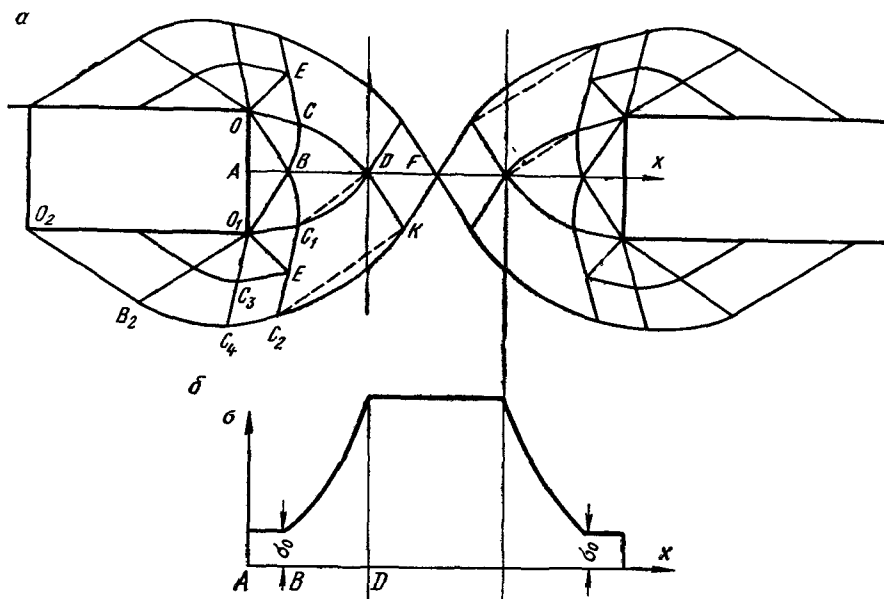


Рис. 49. Схема линий скольжения в целике и боковых породах при отсутствии слабых контактов (а) и эпюра приведенных напряжений по средней линии целика (б)

2. Если основания целика (верхнее и нижнее) представлены более прочными породами, чем породы целика, то при достаточно широком целике может возникнуть выпучивание основания. При наличии слабых контактов между целиками и вмещающими породами, а также при наличии таких контактов в самих вмещающих породах определение условий выпучивания оснований целиков является довольно простым.

Схема сеток линий скольжения в предельных зонах для этих условий приведена на рис. 51. Она отображает комбинированную задачу предельного равновесия, в которой зоны 11—12—13—4, 2—4—10'—10'' и 9—6—8—10' находятся в обыкновенном предельном равновесии, а вдоль граней 2—10'', 4—10' и 13—6—8 существует специальное предельное равновесие; при этом блок 4—9—6—13 сохраняет монолитность и перемещается вместе

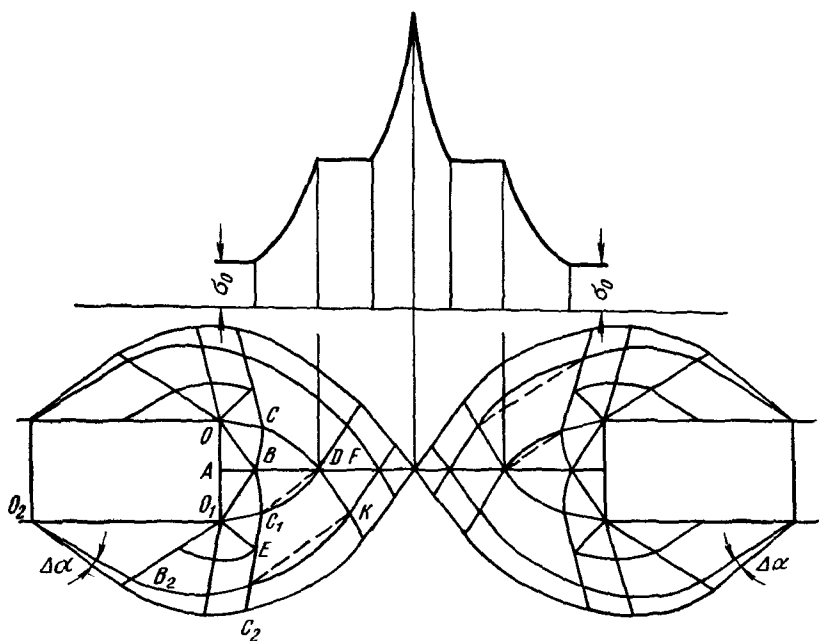


Рис. 50. Схема линий скольжения и эпюры напряжений по средней линии целика при отсутствии слабых контактов

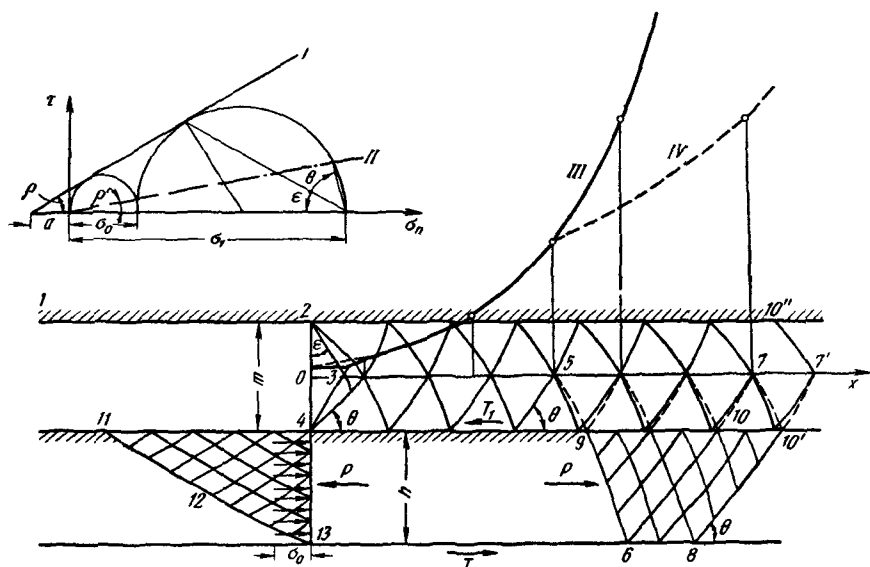


Рис. 51. Схема сеток линий скольжения в предельных зонах оснований целика, представленных более прочными породами

с находящимся над ним предельно напряженным пластом при его выдавливании; в связи с тем что смещение затухает с удалением от края целика, вдоль поверхности 4—9 происходит проскальзывание пласта.

Условия возникновения предельной зоны 2—4—10'—10'' определяются переходом в предельное состояние слабого слоя (пласта) при наличии слабых контактов. При этом напряжения по средней линии пласта быстро нарастают (кривая III) и на расстоянии 0—5 достигают такой величины, при которой становится возможным разрушение более прочных пород основания при определенной величине бокового отпора вдоль линии 9—6.

Как отмечалось ранее, условием предельного состояния при неравномерном всестороннем сжатии является выражение

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \omega. \quad (118)$$

В данной задаче, если принять коэффициенты трения вдоль контактов 4—9 и 13—6 одинаковыми (при этом близкой к нулю будет и разность сил трения $T - T_1$ вдоль этих контактов), боковое давление в зоне 6—9—10—8 создается за счет силы бокового распора P , величина которой определяется прочностью пород в зоне выпирания 11—12—13—4. Исходя из этого, формулу, определяющую условие перехода почвы или кровли пласта (целика) в предельное состояние, можно записать в виде

$$\sigma_1 = \sigma_0 (1 + \operatorname{tg}^2 \omega). \quad (119)$$

При равенстве напряжений σ_1 , определяемых по формулам (108) и (119), возникают предельные зоны во вмещающих породах, прочность которых в несколько раз больше прочности пласта. Например, при прочности пласта в массиве 300 тс/м² и вмещающих пород 1400 тс/м², $\rho = 30^\circ$, $\rho' = 10^\circ$ и $m = 1,5$ м; уже на расстоянии 3,6 м от боковой поверхности целика почва и кровля целика начинают разрушаться.

3. При залегании в основаниях целиков значительно более слабых пород, чем породы целика, возникает их выпирание; напряжения, при которых начинает возникать выпирание слабого основания, и определяют несущую способность целика в таких условиях.

Сетка линий скольжения в предельно напряженных породах оснований целика изображена на рис. 52.

На контакте с целиком должны обеспечиваться одновременно условия специального и обыкновенного предельных состояний [54] и, следовательно, площадки скольжения будут наклонены к контакту под углом Θ , определяемым по формуле (106), в которой можно принять

$$\sigma = (\sigma_0 + a) e^{\pi \operatorname{tg} \rho}, \quad (120)$$

где σ_0 , a , ρ — характеристики пород основания.

Как отмечалось, сетка линий скольжения в треугольной зоне OBO_1 , примыкающей к свободной прямолинейной поверхности массива (в данном случае основания), будет представлена пересекающимися отрезками прямых, наклоненных к свободной поверхности под углом $\epsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}$.

В зоне OAD сетка линий скольжения также будет представлена пересекающимися отрезками прямых, так как распределение напряжений на участке OA будет равномерным [77, 78].

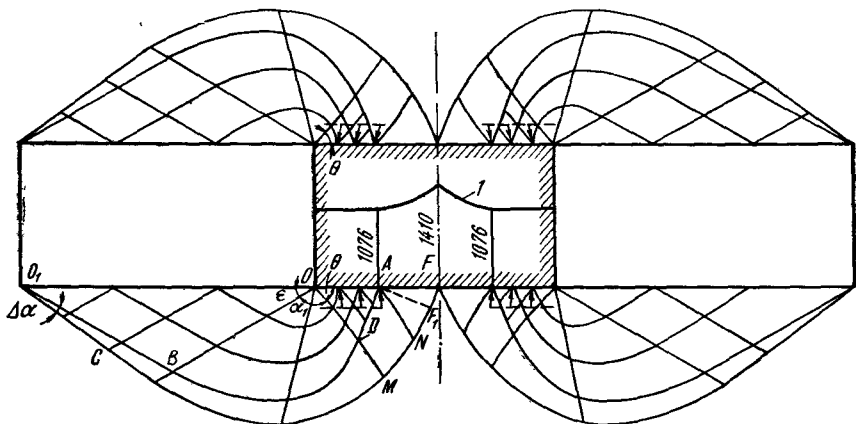


Рис. 52. Схема линий скольжения при слабых основаниях целика

В зоне $ВОД$, являющейся зоной Прандтля, сетка линий скольжения будет представлена отрезками прямых, сходящихся в точке O , и пересекающими их под углом $\frac{\pi}{2} - \rho$ логарифмическими спиралями; соотношение отрезков вдоль OD и OB определяется по формуле

$$OD = OB e^{-\alpha_1 \operatorname{tg} \rho}.$$

Как видно из рис. 52, длина отрезка OA связана с шириной выработки OO_1 .

Построение сетки линий скольжения в зоне $O_1BDAFNMC$ является более сложным. Понятно, что на отрезке AF напряжения являются неравномерными и степень этой неравномерности зависит от угла $\Delta\alpha$ с вершиной в точке O_1 ; величина этого угла может быть определена в первом приближении. С. С. Голушкевич показал [17, 18], что смежные линии скольжения одного семейства на всем их протяжении имеют одинаковую разность углов наклона в узловых точках, полученных от пересечения с одними и теми же отрезками линий скольжения другого семейства. Так, если наклон линий O_1BDA и O_1CMNF в точке O_1 отличается

на угол $\Delta\alpha$, то на такую же величину различаются наклоны этих линий соответственно в точках B и C , D и M . Исходя из этого, угол можно определить как частное от деления отрезка $AF_1 \approx AF$ на длину кривой $OBDA$. В точке F наклоны площадок скольжения можно принять такими же, как и в точке A (небольшим различием угла Θ в точках A и F из-за различий напряжений в этих точках можно пренебречь, но при необходимости повышения точности определения Θ и σ в точке F производится повторный расчет этих величин).

После того как сетка линий скольжений построена, легко могут быть определены и напряжения в узловых точках сетки. В данной задаче нас интересуют напряжения лишь вдоль линии OF .

Приведенные напряжения на отрезке OA будут определяться углом BOD зоны Прандтля:

$$\angle BOD = \alpha_1 = \pi - \Theta - \varepsilon; \quad (121)$$

$$\sigma' = \sigma^* e^{2\alpha_1 \operatorname{tg} \rho}. \quad (122)$$

Такой же величины будут приведенные напряжения и во всей зоне ODA , т. е. на отрезке OA они будут равномерными [17, 18]. Вдоль отрезка AF приведенные напряжения будут возрастать от величины σ' до величины σ_F :

$$\sigma_F = \sigma' e^{4\Delta\alpha \operatorname{tg} \rho}. \quad (123)$$

На рис. 52 приведена эпюра напряжений, распределенных по основанию целика, для условий: $\sigma_0 = 100$ тс/м², $a = 50$ т/м², $\rho = 30^\circ$, $\operatorname{tg} \rho' = 0,20$. Получены расчетом: $\Theta = 50^\circ 30'$; $\alpha_1 = 99^\circ 30'$; $\Delta\alpha = 6^\circ 17'$; $\sigma' = 1126$ тс/м²; $\sigma_F = 1460$ тс/м². Действительные напряжения σ_1 в точках A и F соответственно будут равны 1076 и 1410 тс/м².

По поверхностям целика, контактирующим с боковыми породами, возникают не только нормальные, но и касательные напряжения, которые можно определить по формулам, приведенным в работе [17]. Эти напряжения создают горизонтальные (в направлении наслоения пород) растягивающие напряжения в целике, средняя интенсивность которых может быть определена по формуле

$$\sigma_x = \frac{2}{h} \int_0^x \tau(x) dx, \quad (124)$$

где x — расстояние от боковой поверхности целика; h — высота целика.

Вследствие этого целик оказывается в сложном напряженном состоянии сжатия с растяжением, поэтому в данной задаче наряду с расчетами на выпучивание основания необходимо производить поперочные расчеты прочности пород целика на сжатие с растяжением.

Из двух расчетов при определении несущей способности целнков принимается минимальная величина.

4. Если слой слабых пород в основании целнка, подобный рассмотренному в третьем примере, имеет ограниченную мощность и при этом по контактам с более прочными породами характеристики сопротивлению сдвигу меньше характеристик самого слабого слоя, то условия выпирания такого основания можно рассматривать как выдавливание слабого слоя, чему противодействуют силы трения по контактам слабого слоя (основания) с более прочными породами, вмещающими его, и сопротивление сжатию этого слоя P в основании выработки. Схема сил и сетка линий скольжения изображены на рис. 53.

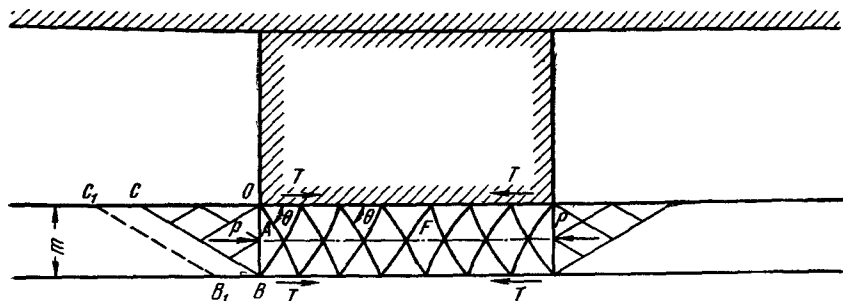


Рис. 53. Схема линий скольжения в слабом слое малой мощности, залегающем в основании целника

При выпучивании слабого слоя боковое давление по линии OB будет равно прочности на одноосное сжатие слабого слоя; при выпучивании почвы выработки происходит сдвиг пород по поверхности BC или B_1C_1 . Таким образом, напряжение σ_1 вдоль линии OB может быть определено также по формуле (119), а напряжение σ_1 вдоль линии AF — по формуле

$$\sigma_1 = \sigma_A e^{2 \frac{x}{m} \operatorname{tg}^2 \omega \operatorname{tg} \rho'} - a_1, \quad (125)$$

$$\sigma_A = \sigma_0 (1 + \operatorname{tg}^2 \omega) + a,$$

где m — мощность слабого слоя; x — расстояние от точки A до соответствующей точки по линии AF .

В этой задаче вдоль линии OB возникает разрыв непрерывности напряжений, деформаций и смещений и при более строгом решении при расчете необходимо учитывать сопротивление сдвигу вдоль линии OB , которое для упрощения изложенного решения не учитывалось; это упрощение идет в запас прочности. В целнке вдоль контакта слабого слоя, как и в случае третьем, действуют касательные напряжения, вызывающие в нем растягивающие напряжения.

5. Более сложными являются такие условия, когда при различной прочности пород целлика и его слонстых оснований в предельное состояние одновременно переходят как породы целлика, так и его оснований. Одним из таких случаев является описанный выше второй пример, когда более прочный слой вблизи выработки в некоторой области остается монолитным. При меньшей разности прочностей пород целлика и его оснований они могут переходить одновременно в предельное состояние по всему периметру выработки, т. е. как в ее боках (целик), так и в основаниях. Показания к этому имелись уже и в других рассмотренных примерах, когда при большой разности прочностей пород целлика и его оснований выпучивание оснований могло приводить к разрушению целлика путем отрыва. При меньшей разности прочностей пород целлика и его оснований их разрушение может происходить одновременно путем сдвига. Рассмотрим пример такого рода.

Целик имеет следующие характеристики: $\sigma_0 = 500 \text{ тс/м}^2$; $\rho = 30^\circ$; а основание $\sigma_0 = 200 \text{ тс/м}^2$; $\rho = 20^\circ$; угол трения по контакту целлика с основанием $\rho' = 10^\circ$. Мощность слоя слабых пород в основаниях целлика не ограничивается.

Как было показано в первом примере, основание целлика переходит в предельное состояние при одинаковой прочности пород почвы и целлика. Следовательно, в данном случае, когда прочность основания в 2,5 раза меньше прочности пород целлика, тем более оно должно перейти в предельное состояние одновременно с целиком.

Построим сетку линий скольжения для этого случая и определим напряжения в узловых точках сетки (рис. 54). Как и в предыдущих задачах, в треугольных зонах выпирания O_1OB_1 и OO_2B_2 , примыкающих к свободным плоским поверхностям, сетка линий скольжения представлена пересекающимися прямыми линиями, наклоненными к свободной поверхности под углом ϵ_i

$$\epsilon_i = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho_i}{2}. \quad (126)$$

В данном примере углы внутреннего трения пород целлика и его оснований различны, различными будут и углы ϵ_i . Напряжения σ_1 во всех точках этих зон постоянны: $\sigma_1 = \sigma_0$.

К треугольным зонам выпирания примыкают зоны Прандтля, в которых напряжения σ_1 возрастают по мере увеличения угла α_i между лучами OB_i и OC_i . К зонам Прандтля примыкают треугольные зоны активного давления. В однородных породах (первый пример) основания этих зон смыкались по линии OE , ориентированной симметрично относительно смежных свободных поверхностей выработки; в неоднородных породах линия смыкания оснований призм активного давления будет располагаться не симметрично относительно смежных поверхностей выработки. Суть задачи сводится к определению положения этой линии.

На схеме рис. 54 не известны углы α_1 и α_2 , сумма которых составляет $\frac{\pi}{2}$.

Второе условие для определения углов α_1 и α_2 получается из следующих соображений. Наибольшие главные напряжения σ_1 вдоль линии смякания OE призм активного давления OEC_1 и OEC_2 должны быть равны между собой. Определяются они по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma'_0 e^{2\alpha_1 \operatorname{tg} \rho_1} - a_1; \\ \sigma''_1 &= \sigma''_0 e^{2\alpha_2 \operatorname{tg} \rho_2} - a_2. \end{aligned} \right\} \quad (127)$$

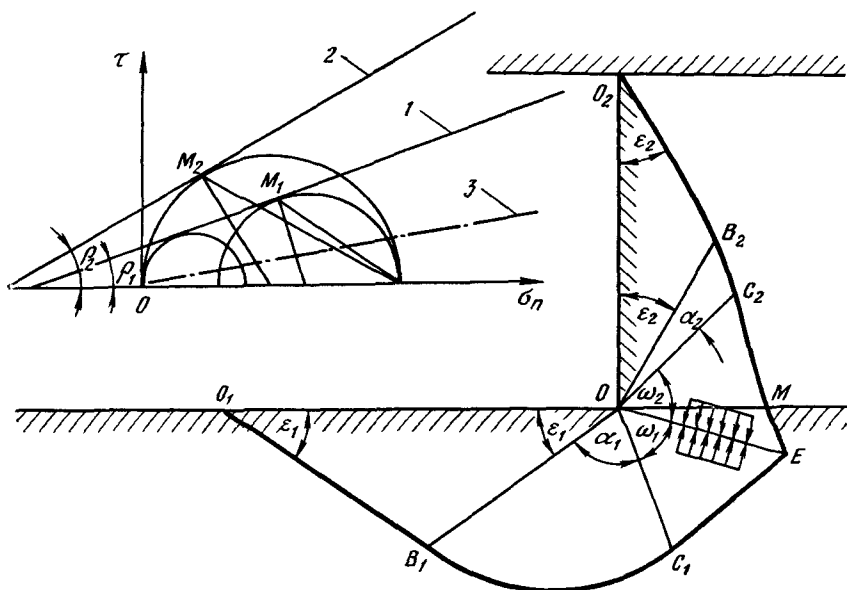


Рис. 54. Сетка линий скольжения в целике и его основании при различной прочности пород, их составляющих

Учитывая, что $\sigma'_1 = \sigma''_1$, а разность величин $a_2 - a_1$ на порядок меньше величин σ'_1 , можно записать равенство

$$\sigma'_0 e^{2\alpha_1 \operatorname{tg} \rho_1} = \sigma''_0 e^{2\alpha_2 \operatorname{tg} \rho_2}. \quad (128)$$

После логарифмирования этого равенства и подстановки $\alpha_2 = \frac{\pi}{2} - \alpha_1$, получим уравнение

$$\alpha_1 = \frac{(\ln \sigma''_0 - \ln \sigma'_0) + \pi \operatorname{tg} \rho_2}{2 (\operatorname{tg} \rho_1 + \operatorname{tg} \rho_2)}, \quad (129)$$

где $\sigma'_0 = \sigma_{01} + a_1$; $\sigma''_0 = \sigma_{02} + a_2$.

При принятых в этом примере механических характеристиках получим:

$$\sigma_0'' = 750 \text{ тс/м}^2; \quad \sigma_0' = 393 \text{ тс/м}^2;$$

$$\alpha_1 = \frac{(6,62 - 5,97) + 3,14 \cdot 0,577}{2(0,364 + 0,577)} = \frac{2,46}{1,88} = 1,31; \quad \alpha_1 = 75^\circ; \quad \alpha_2 = 15^\circ.$$

Для контроля правильности вычисленных углов α_1 и α_2 определим по формуле (127) напряжения σ_1' и σ_1'' , действующие по линии OE :

$$\sigma_1' = 393e^{2 \cdot 1,31 \cdot 0,364} - 193 = 393e^{0,93} - 193 = 1003 - 193 = 810;$$

$$\sigma_1'' = 750e^{2 \cdot 0,26 \cdot 0,577} - 250 = 750e^{0,30} - 250 = 1013 - 250 = 763.$$

Разность значений σ_1' и σ_1'' получилась почти равной разности значений $a_2 - a_1$, которой мы пренебрегли в формулах (128) и (129) при определении углов α_1 и α_2 .

Если необходимы более точные расчеты, то углы α_1 и α_2 можно повторно вычислить по σ_1 , среднему из значений σ_1' и σ_1'' , преобразовав формулу (52)

$$\alpha_1 = \frac{1}{2} (\ln \sigma - \ln \sigma_0^1) \operatorname{ctg} \rho_1. \quad (130)$$

В нашем примере при втором приближении угол α_1 получился равным $72^\circ 15'$.

Дальнейшее построение сетки линий скольжения зависит от соотношения ширины и высоты выработки и ширины целика, а также от прочности пород кровли и контакта целика с кровлей. Изложенные выше приемы позволяют построить сетку линий скольжения и определить напряжения в узловых точках сетки.

Изложенными примерами, естественно, не исчерпываются все возможные случаи выпучивания основания целиков.

§ 5. Расчет целиков, содержащих слабые прослои

Прослои слабых пород, содержащиеся в целиках, при определенной мощности и определенном удалении от почвы или кровли целика оказывают существенное влияние на его несущую способность. Если целик сложен двумя разновидностями пород с характеристиками прочности σ_{01} , ρ_1 и σ_{02} , ρ_2 , контакты между ними имеют угол трения ρ' , при этом $\rho_1 > \rho_2 > \rho'$, а $\sigma_{01} \gg \sigma_{02}$, то в краевой (периферийной) части целика предельные напряжения в целике будут определяться предельными напряжениями в слабом слое. Мощность слабого слоя m_2 , а общая высота целика m_0 .

Рассмотрим условия предельного состояния слабого слоя при его расположении в середине целика на конкретном примере:

$\sigma_{01}=200$ тс/м²; $\rho_1=30^\circ$; $\sigma_{02}=20$ тс/м²; $\rho_2=20^\circ$; $\rho'=10^\circ$; $m_0=3$ м; $m_2=1$ м; ширина целика 10 м.

Определим сначала средневзвешенные по мощности слоев характеристики прочности пород всего целика:

$$\sigma_0 = \frac{2\sigma_{01} + \sigma_{02}}{3} = \frac{420}{3} = 140 \text{ тс/м}^2;$$

$$\operatorname{tg} \rho_0 = \frac{2 \operatorname{tg} 30^\circ + \operatorname{tg} 20^\circ}{3} = \frac{1,154 + 0,364}{3} = 0,506; \quad \rho_0 = 26^\circ 50'.$$

Далее определим угол Θ на контакте слабого слоя с прочным при $\rho'=10^\circ$ по формуле

$$\theta = 45^\circ + \frac{1}{2} (20^\circ - 10^\circ) - \frac{1}{2} \arcsin \left[\frac{\sin 10^\circ}{\sin 20^\circ} \left(1 - \frac{a_2}{a_2 + \sigma_{02}} \right) \right];$$

$$a_2 = 10 (\cos 20^\circ - 1) = 19,2;$$

$$\theta = 45^\circ + 5 - 7^\circ 25' = 42^\circ 35'.$$

По углу Θ построена зона Прандтля и определено положение точки D_2 . Приведенное напряжение в точке D_2 определяется по формуле

$$\sigma_D = \sigma^* e^{4\Delta\varphi \operatorname{tg} \rho_2} = 39,2e^{4 \cdot 0,217 \cdot 0,364} = 39,2e^{0,316} = 54,2.$$

Приведенные напряжения в точке B_0 определяются по формуле

$$\sigma_B = \sigma_{De}^{2 \frac{x_B - x_D}{m} \operatorname{tg}^2 \omega \operatorname{tg} \rho'} \quad (131)$$

Графически определяем $x_B=0,9$ м; $x_D=0,5$ м;

$$\sigma_B = 54,2e^{0,288} = 73.$$

Действительное напряжение σ_1 в точке B_0 будет равно 73—19,2=53,8 тс/м², т. е. еще значительно меньше средневзвешенной величины сопротивления одноосному сжатию всего сложного пласта.

Определим расстояние Δx от точки B_0 (рис. 55), на котором по средней линии слабого слоя напряжение σ_1 достигает величины средневзвешенной прочности на одноосное сжатие всего слоя ($\sigma_0=140$ тс/м²):

$$\sigma_F = 140 + 19,2 = 159,2 = 73e^y; \quad y = 2 \frac{\Delta x}{m} \operatorname{tg}^2 \omega \operatorname{tg} \rho;$$

$$e^y = 2,19; \quad y = 0,79.$$

$$\Delta x = \frac{1}{2} y m \operatorname{ctg}^2 \omega \operatorname{ctg} \rho' = \frac{1}{2} \cdot 0,79 \cdot 1 \cdot 0,49 \cdot 5,7 = 1,1 \text{ м.}$$

Таким образом, на расстоянии 2 м предельные напряжения возникают только в слабом слое, а более прочные слои остаются упругими.

Далее расчет будем вести по средневзвешенным характери-

стикам прочности σ_0 и ρ_0 , поскольку линии скольжения будут пересекать как слабый слой, так и прочные слои пласта. На расстоянии 3 м до центра целика приведенные напряжения по средней линии целика будут возрастать по зависимости α , определяемой формулой (108). Только в эту формулу необходимо теперь подставлять приведенные напряжения в точке F для характеристик σ_0 и ρ_0 (для этих условий $\alpha = 88 \text{ тс/м}^2$):

$$\sigma_E = \sigma_F e^{2 \frac{3}{3} \operatorname{tg}^2 58^\circ 25' \operatorname{tg} 10^\circ};$$

$$\sigma_E = (140 + 88) \times e^{0,93} = 228 \times 2,55 = 580;$$

$$\sigma_{1E} = 492 \text{ тс/м}^2.$$

Таким образом, при наличии слабого слоя в целике в его краевой части в предельное напряженное состояние переходит только слабый слой, а на некотором расстоянии (за линией M_1FM на рис. 55, в) и прочные слои находятся в предельном напряженном состоянии. Необходимо отметить, что в зоне $OMFM_1O_1$ прочные слои также разрушаются под влиянием сложного напряжения сжатия с растяжением (растягивающие напряжения возникают от выдавливания слабого слоя). Кроме того, краевая часть прочных слоев также выдавливается пластическим ядром (центральной частью) целика.

Если бы целик с такими же параметрами был сложен только прочным углем ($\rho_1 = 30^\circ$ и $\sigma_{01} = 200 \text{ тс/м}^2$) при таком же коэффициенте трения по контактам ($\rho' = 10^\circ$), то его несущая способность была бы значительно больше. Построим эпюру нагрузок по средней линии целика для такого случая.

Сначала по формуле (106) определим угол Θ в точках O и O_1 (или графически по рис. 49, а), который получился равным

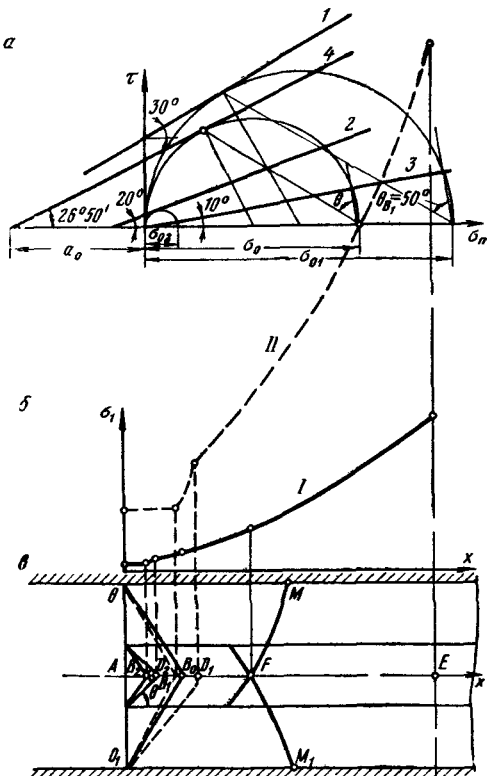


Рис. 55. Схема к расчету несущей способности целика, содержащего слабый прослой в середине:

1, 2, 3, 4 — графики сопротивления сдвигу;
I, II — эпюры напряжений σ_1 по средней линии целика со слабым прослойком и без него

50°; угол зоны Прандтля составит 60°—50°=10°. Напряжение (приведенное) в точке D_1 ($a=100$ тс/м²)

$$\sigma_{D_1} = 300e^{4 \times 0,174 \times 0,577} = 300e^{0,403} = 450;$$

приведенное напряжение в точке E ($\Delta x=3,8$ м)

$$\sigma_E = 450e^{2 \cdot \frac{3,8}{3} \cdot 3 \cdot 0,176} = 450e^{1,337} = 1710.$$

Действительные напряжения по средней линии целика в точках A , B_1 , D_1 и E составляют соответственно 200, 200, 350 и 1610 тс/м². Соотношение площадей эпюр нагрузок получилось равным 0,28, хотя соотношение средней величины прочности составляло 0,7. Как видно из этого примера, наличие слабых прослоев в целиках оказывает большое влияние на их несущую способность.

§ 6. Несущая способность укрепленных целиков

Во многих случаях возникает необходимость в искусственном укреплении целиков. Если целики сложены хрупкими, не склонными к каким-либо пластическим деформациям породами, то они начнут осыпаться с боков при нагрузках, далеких от предельных (например, при нагрузках по эпюре I на рис. 56). С течением времени такие целики могут быть полностью разрушены. Процесс разрушения целиков, сложенных хрупкими породами, локализуется при создании подпора с боков осыпью разрушенных пород при достаточном соотношении их ширины и высоты (рис. 56, б). Линиями 1, 2 и 3 показаны последовательные стадии разрушения целика, а линиями I и II (рис. 56, а) — эпюры нагрузок на целик в начальный период после его оформления и в конечной стадии разрушения. К конечной стадии разрушения возрастает не только средняя интенсивность нагрузки по верхней части целика, но и максимальные нагрузки в краевой части целика. Это становится возможным благодаря уменьшению свободной высоты целика (обнаженной его части) и соответствующему этому возрастанию прочности массива:

$$K_{M_1} = \frac{K_0}{1 + a \ln \frac{H_1}{l}}; \quad (132)$$

$$K_{M_2} = \frac{K_0}{1 + a \ln \frac{H_2}{l}}; \quad (133)$$

$$\frac{K_{M_2}}{K_{M_1}} = \frac{1 + a \ln \frac{H_1}{l}}{1 + a \ln \frac{H_2}{l}}. \quad (134)$$

В данном случае H_1 и H_2 выражают свободную высоту целика после его оформления и к концу разрушения периферийной части.

Укрепление периферийной части целика предотвращает разрушение целика и увеличивает как сопротивление сжатию периферийной части целика, так и общую нагрузку на целик.

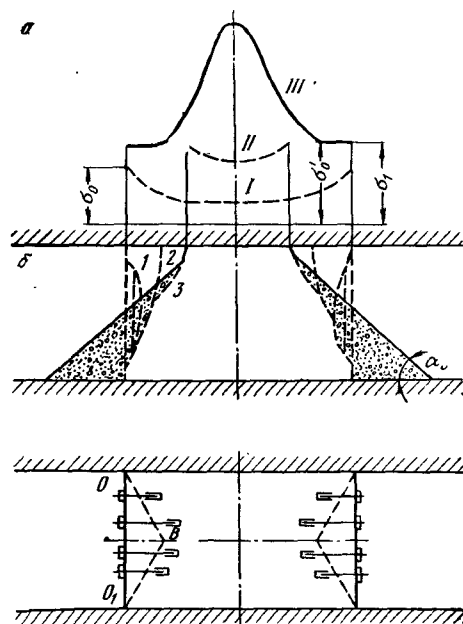


Рис. 56. Схема разрушения неукрепленного целика, сложенного хрупкими породами

При укреплении целика штангами замки штанг должны закрепляться за пределами треугольной зоны OBO_1 (рис. 56), построенной под углами $\varepsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}$ к боковой поверхности целика.

Допустимая нагрузка на периферийную часть целика при его укреплении возрастает до величины, определяемой по формуле

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \sigma_3 \operatorname{ctg}^2 \varepsilon, \quad (135)$$

где σ_3 — средняя интенсивность бокового давления, создаваемого штангами.

Укрепленные целики хрупких пород могут нагружаться до выпуклой формы эпюры нагрузок по среднему сечению целика, как показано линией III на рис. 56, a . Общая нагрузка на укрепленный целик может возрасти в 4—5 раз по сравнению с допустимой нагрузкой на неукрепленный целик.

Высокие целики цилиндрической формы могут быть укреплены обматыванием отработанными канатами с натяжением путем расклинивания под затяжку. Увеличение удельной несущей способности таких целиков может быть определено по формуле (135). Необходимо отметить, что несущая способность неукрепленных столбообразных целиков весьма неопределенна и ненадежна, так как целики такой формы подвергаются большому воздействию взрывных работ и со временем разрушаются при весьма малых удельных нагрузках.

Несущая способность целиков между смежными камерными выработками, пройденными в однородных породах, также возрастает в n раз, если стенки, почву и кровлю выработок закрепить крепью несущей способностью P . Величина n может быть подсчитана по формуле

$$n = \frac{\sigma_0 + P \operatorname{ctg}^2 \varepsilon + a}{\sigma_0 + a} = 1 + \frac{P \operatorname{ctg}^2 \varepsilon}{\sigma_0 + a}, \quad (136)$$

где σ_0 — сопротивление одноосному сжатию пород в стенках незакрепленной выработки;

$$a = \frac{1}{2} \sigma_0 (\csc \rho - 1);$$

$$\varepsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}.$$

ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПОРОД ВОКРУГ ОДИНОЧНЫХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК

§ 1. Особенности предельных состояний пород вокруг одиночных выработок и их взаимодействия с крепью

В отличие от расчета предельных нагрузок на целики, при решении задач на предельное состояние пород вокруг капитальных и других одиночных или спаренных выработок недостаточно ограничиться лишь определением предельных напряжений в породах, окружающих выработку, но основной задачей является определение смещений контура выработок, их зависимости от несущей способности крепи и нарастания смещений и нагрузок на крепь во времени. Решение этой задачи осложняется еще и тем, что при определении зон предельного состояния пород и смещений контура выработок необходимо учитывать напряжения и смещения пород в упругой зоне влияния выработки, примыкающей к предельной зоне. При этом необходимо еще отметить особенности работы крепи капитальных выработок на больших глубинах в отличие от их работы на малых глубинах.

При проведении одиночных выработок на малых глубинах вне зоны влияния очистных выработок горное давление проявляется преимущественно в виде давления на перекрытие крепи веса пород, заключенных в границах так называемого «свода обрушения», высота которого не зависит от глубины расположения выработки, а зависит главным образом от ее ширины; высота свода обрушения только при очень слабых породах зависит также и от их прочности.

В этих условиях хорошо работают жесткие крепи, рассчитанные на постоянную («заданную») нагрузку, и необходима более плотная забутовка закрепного пространства.

На больших глубинах основной особенностью проявления горного давления в одиночных выработках является переход в предельное состояние значительной зоны пород вокруг выработки. При переходе в предельное состояние пород происходит их разрыхление и выпучивание, а точнее — выдавливание в выработку. Этот процесс протекает в течение всего срока службы выработки с постепенным затуханием скоростей смещений. В этих условиях крепь в большей степени работает в режиме заданных деформаций, при котором необходима достаточная податливость крепей, а их несущая способность мало влияет на конечную величину смещений.

заданном сопротивлении кре-
пи. Если зависимость между
сопротивлением (отпором)
крепи и смещением пород-
ного контура u установлена,
то легко определить наибо-
лее целесообразную несу-
щую способность крепи,
ее конструктивную подат-
ливость $u_{кр}$, время ее уста-
новки $t_{кр}$ и податливость за-
бутовки u_3 (рис. 57):

$$u = u_0 + u_3 + u_K. \quad (137)$$

В этой задаче до настоящего времени остается слабо разработанным вопрос определения конечных смещений породного контура сечения выработки с учетом всех горнотехнических условий: прочности пород, их слоистости, трещиноватости и ползучести, формы выработки, типа крепи и времени ее возведения, а также при взаимодействии двух или трех смежных выработок.

Подробный анализ высказанных ранее предложений по определению смеще-

ний породного контура (или нагрузок на крепь) сделан в работах [11, 34]. Этим анализом показано, что при расчете по предложенным ранее формулам (кроме формул Р. Феннера) получаются значительно меньшие смещения контура сечения выработок, чем наблюдаются в горной практике.

Развивая предложение Р. Феннера, Ю. М. Либержман [34] предложил формулы, дающие, по его мнению, значения, близкие к тем, которые наблюдаются в горных выработках при аналогичной прочности пород. Однако полученные по формулам Ю. М. Либержмана смещения в действительности оказались в несколько раз больше наблюдаемых в горной практике при такой же прочности пород, которая принимается при расчете [76].

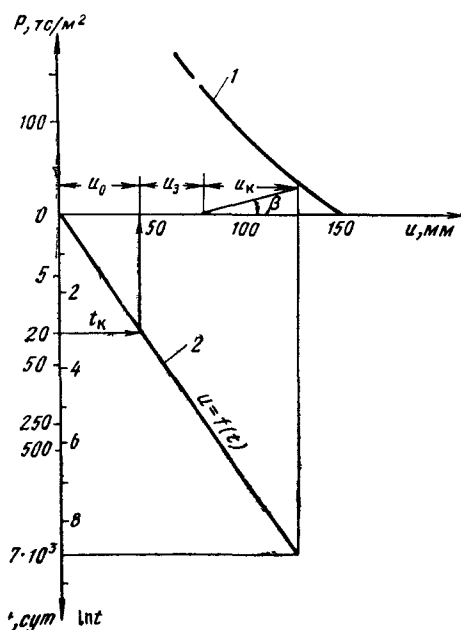


Рис. 57. Зависимость между конечными смещениями породного контура u , несущей способностью крепи P , коэффициентом ее деформируемости β , характером нарастания смещения $u=f(t)$, временем взведения крепи t_k и необходимой податливостью забутовочного слоя u_3

Существенно завышенной оказалась ширина зоны предельного состояния, образующейся вокруг выработки. Кроме того, в решении Ю. М. Либермана не учитывается разрыхление горной породы в зоне предельного состояния, определяющее в значительной степени смещение контура выработки. В этом решении верным является определение радиуса предельной зоны для хрупких пород, которые в предельном состоянии полностью утрачивают связность и в механическом отношении характеризуются только углом внутреннего трения.

§ 2. Построение сеток линий скольжения, определение напряжений и ограничение зон предельного состояния

Предельные состояния пород вокруг капитальных и других горизонтальных одиночных выработок, находящихся вне влияния очистных выработок, возникают в тех случаях, когда напряжения на контуре сечения выработок превышают прочность пород в массиве. Рассмотрим ряд типовых случаев.

1. **Выработка круглого сечения в однородных породах при гидростатическом распределении напряжений в массиве.** В этих условиях наибольшие главные напряжения являются окружными, а наименьшие — радиальными; в связи с этим в плоской задаче сетка линий скольжения пересекается с радиальными линиями под постоянным углом $\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}$ и, следовательно, линии скольжения являются логарифмическими спиралями (рис. 58, а), радиусы-векторы которых выражаются формулой

$$R = R_0 e^{\Delta\alpha \operatorname{ctg} \omega} \quad (138)$$

(в дальнейшем будем пользоваться безразмерными радиусами $r = R/R_0$, где R_0 — радиус выработки).

Подставив в формулу (52), связывающую изменение приведенных напряжений с изменением наклона линий скольжения, значения $\Delta\alpha$ из формулы (138)

$$\Delta\alpha = \operatorname{tg} \omega \ln r, \quad (139)$$

получим

$$\sigma_\alpha = \sigma^* e^{2 \operatorname{tg} \omega \ln r \operatorname{tg} \rho} \quad (140)$$

или

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \sigma^* r^{2 \operatorname{tg} \omega \operatorname{tg} \rho}, \\ \sigma_\theta &= \sigma^* r^{2 \operatorname{tg} \omega \operatorname{tg} \rho} - a, \end{aligned} \right\} \quad (141)$$

где σ^* — приведенное наибольшее главное напряжение на контуре выработки;

$$\begin{aligned} \sigma^* &= \sigma_0 + P \operatorname{tg}^2 \omega + a; \\ a &= \frac{1}{2} \sigma_0 \left(\frac{1}{\sin \rho} - 1 \right); \end{aligned} \quad (142)$$

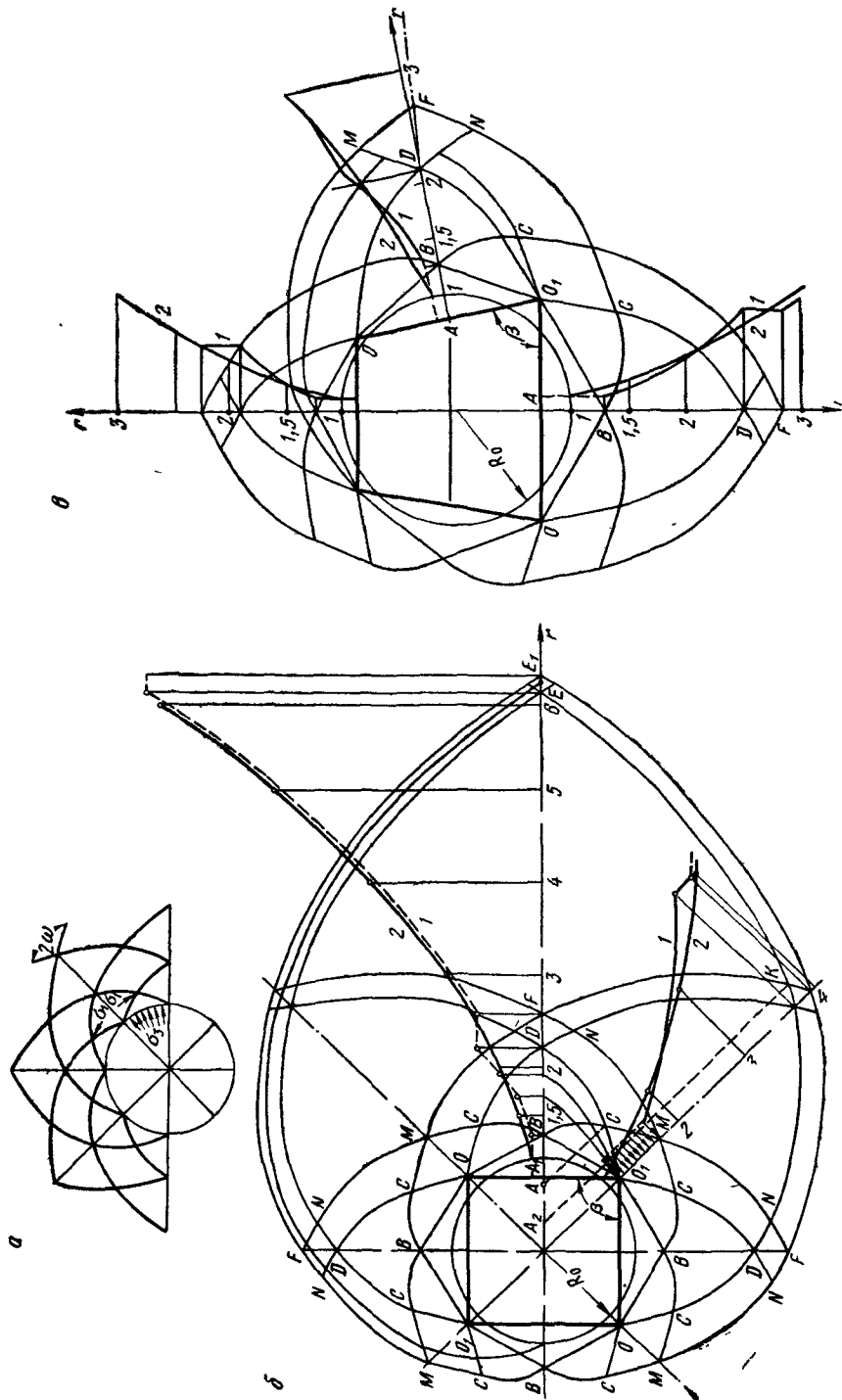


Рис. 58. Сетка линий скольжения вокруг выработок:

a — круглого сечения; *б* — прямоугольного сечения; *а* — трапецидального сечения; 1, 2 — эпюры приведенных напряжений

P — отпор крепи (тс/м²) с учетом формулы (33) при $\sigma_3 = P$; σ_0 — сопротивление одноосному сжатию пород в массиве; ρ — угол внутреннего трения; $\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}$.

Учитывая, что при гидростатическом естественном поле напряжений на внешней границе предельной зоны принимается условие Ляме

$$\sigma_\theta + \sigma_r = 2H\gamma \quad (143)$$

и имея из формулы (33)

$$\sigma_r = \text{ctg}^2 \omega (\sigma_\theta - \sigma_0), \quad (144)$$

формулу для определения относительного радиуса предельной зоны определяем из условия (143) после подстановки в него значений σ_θ и σ_r из формул (141) и (144):

$$2H\gamma = \sigma_\theta + \sigma_r = \sigma_\theta + \text{ctg}^2 \omega (\sigma_\theta - \sigma_0) = \sigma_\theta (1 + \text{ctg}^2 \omega) - \sigma_0 \text{ctg}^2 \omega; \quad (145)$$

$$2H\gamma = \left\{ \left[\frac{1}{2} \sigma_0 \left(\frac{1}{\sin \rho} + 1 \right) + P \text{tg}^2 \omega \right] r^{2 \text{tg} \omega \text{tg} \rho} - \right. \\ \left. - \frac{1}{2} \sigma_0 \left(\frac{1}{\sin \rho} - 1 \right) \right\} (1 + \text{ctg}^2 \omega) - \sigma_0 \text{ctg}^2 \omega.$$

Раскрыв скобки и решив это уравнение относительно r , получим формулу

$$r = \left(\frac{2H\gamma + b_1 \sigma_0}{b_2 \sigma_0 + b_3 P} \right)^c, \quad (146)$$

где $b_1 = \csc \rho - 1$; $b_2 = \csc \rho$; $b_3 = 1 + \text{tg}^2 \omega$;

$$c = \frac{1}{2} \text{ctg} \omega \text{ctg} \rho.$$

На рис. 59 показана зависимость величины r от исходных параметров H , P , σ_0 , ρ при постоянном значении $\gamma = 2,5$ тс/м³.

Для упрощения расчетов по формуле (146) на рис. 60 приведены зависимости величин c и $\csc \rho$ от угла внутреннего трения, отложенного по оси абсцисс.

Для еще большего упрощения расчетов Н. К. Звонарев формулу (146) привел к виду

$$r = \left[\frac{\sin \rho (c + 2l)}{1 + \frac{d}{l}} \right]^l, \quad (147)$$

где

$$l = \frac{1 - \sin \rho}{2 \sin \rho}; \quad c = \frac{2H\gamma}{\sigma_0}; \quad d = \frac{P}{\sigma_0},$$

а затем к виду, удобному для расчета на ЭВМ,

$$r = \frac{[\sin \rho (c + 2l)]^l}{\left[1 + \frac{d}{l} \right]^l} = \frac{x}{y} \quad (148)$$

и рассчитал значения x и y для различных углов внутреннего трения (табл. 6 и 7). Для определения x исходным параметром принят $2H\gamma/\sigma_0$, а для определения y — отношение P/σ_0 . Например, определим относительный радиус предельно напряженной зоны при следующих значениях: $H=1000$ м; $\sigma_0=400$ тс/м²; $\gamma=2,5$ тс/м³; $P=30$ тс/м²; $\rho=30^\circ$.

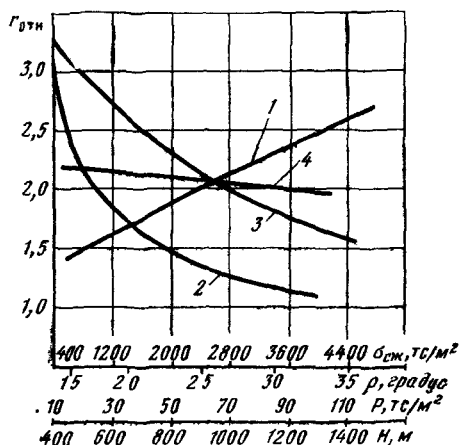


Рис. 59. Зависимость относительного радиуса предельной зоны вокруг выработки круглого сечения от глубины H (1) механических характеристик пород σ_0 (2), ρ (3) и опоры крепи P (4)

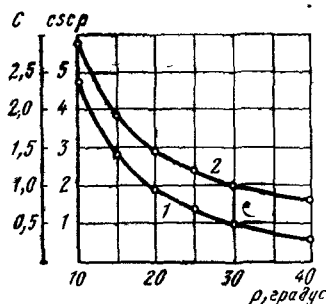


Рис. 60. Вспомогательные графики:

1 — $c=f(\rho)$; 2 — $csc \rho=f'(\rho)$

Подсчитаем параметры: $\frac{2H\gamma}{\sigma_0}=12,5$; $\frac{P}{\sigma_0}=0,075$. При этих значениях параметров по табл. 6 и 7 для $\rho=30^\circ$ определяем значения: $x=2,55$, $y=1,075$, $r=\frac{x}{y}=2,37$.

При этих же исходных данных произведем расчет с помощью графика, приведенного на рис. 60; для $\rho=30^\circ$ по графику $c=0,5$, $csc \rho=2$. Тогда

$$r=\left[\frac{2 \cdot 1000 \cdot 2,5 + 400}{800 + 30 \cdot 4}\right]^{1/2} = \left[\frac{5400}{920}\right]^{1/2} = 2,42.$$

При расчете по табличным данным получаются большие погрешности, так как требуется интерполяция при определении значений x и y (интервал частных значений y недостаточно узок).

Анализ формулы (146) и данных, приведенных на рис. 59, дает возможность сделать следующие выводы:

1) на величину радиуса предельной зоны сильно влияют радиус выработки, глубина разработки, прочность пород и угол внутреннего трения пород; 2) несущая способность крепи существенное значение имеет только при довольно слабых породах.

Таблица 6

Отношение $\frac{2H\gamma}{\sigma_0}$	Значения x при угле ρ , градус					
	10	15	20	25	30	35
1	40,8	4,5	1,9	1,2	1,0	0,9
2	59,8	6,3	2,5	1,6	1,2	1,1
3	83,0	8,2	3,1	1,9	1,4	1,2
4	110,7	10,3	3,7	2,2	1,6	1,3
5	143,2	12,5	4,3	2,4	1,7	1,4
6	180,6	14,8	4,9	2,7	1,9	1,5
7	223,1	17,2	5,5	2,9	2,0	1,6
8	270,9	19,8	6,1	3,2	2,1	1,6
9	324,2	22,4	6,7	3,4	2,2	1,7
10	383,0	25,2	7,2	3,6	2,3	1,8
11	447,7	28,1	7,8	3,8	2,4	1,8
12	518,2	31,0	8,4	4,0	2,5	1,9
13	594,8	34,0	9,0	4,2	2,6	1,9
14	677,6	37,1	9,6	4,4	2,7	2,0
15	766,7	40,3	10,1	4,6	2,8	2,0
16	862,3	43,6	10,7	4,8	2,9	2,1

Таблица 7

Отношение $\frac{P}{\sigma_0}$	Значения y при угле ρ , градус					
	10	15	20	25	30	35
0,0	40,8	4,5	1,9	1,2	1,0	0,9
0,1	45,0	5,0	2,1	1,4	1,1	1,0
0,2	49,5	5,4	2,2	1,5	1,2	1,1
0,3	54,2	5,9	2,4	1,6	1,3	1,1
0,4	59,1	6,4	2,6	1,7	1,3	1,2
0,5	64,3	6,9	2,8	1,8	1,4	1,2
0,6	69,7	7,4	3,0	1,9	1,5	1,3
0,7	75,4	8,0	3,2	2,0	1,5	1,3
0,8	81,4	8,5	3,4	2,1	1,6	1,4
0,9	87,6	9,1	3,5	2,2	1,7	1,4
1,0	94,1	9,6	3,7	2,3	1,7	1,5

При отсутствии предельной зоны (при $r=1$) формулу (146) можно решить относительно P

$$P = \frac{2H\gamma - \sigma_0}{1 + \operatorname{tg}^2 \omega} \quad (149)$$

и по ней определить несущую способность крепи, при которой не возникает предельного состояния пород за крепью. При $P=0$

получаем известное соотношение прочности пород, глубины и объемного веса

$$2H\gamma = \sigma_0, \quad (150)$$

когда напряжения достигают предельной величины только на контуре сечения выработки без крепи.

Несущую способность крепи можно установить расчетом и при наличии предельной зоны, если ее радиус задан. Для этого преобразуем формулу (146) относительно P

$$P = \frac{2H\gamma + b_1\sigma_0}{b_3 r^{\frac{1}{c}}} - \frac{b_2\sigma_0}{b_3}. \quad (151)$$

2. Построение сетки линий скольжения вокруг выработки квадратного сечения (рис. 58, б), пройденной в однородных породах, значительно сложнее.

В треугольных зонах O_1BO , примыкающих к прямолинейным элементам выработки, направления наибольших главных напряжений σ_1 совпадают с поверхностью выработки. Линии скольжения прямолинейны и наклонены под углом $\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} = \epsilon$ к поверхности выработки; приведенные напряжения при наличии крепи с отпором P определяются по формуле (142).

Кроме этого известны также направления σ_1 и наклоны линий скольжения на всех четырех линиях симметрии квадрата (при гидростатическом распределении напряжений): направления σ_1 нормальны к линиям симметрии, а линии скольжения пересекают их под углом $\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}$. Этих граничных условий достаточно для построения сетки линий скольжения и определения напряжений в точках пересечения линий скольжения во всей предельно напряженной области.

Зоны BO_1C и BOC с углом в равнозначных точках O и O_1

$$\alpha = \frac{\pi}{4} = \frac{1}{2}(\pi - \beta) \quad (152)$$

являются зонами Прайдтля, в которых одно семейство прямолинейных линий скольжения стягивается в точку, а второе представляет собой отрезки логарифмических спиралей. Длина отрезков OC (а также других отрезков линий скольжения в этой зоне) определяется по формуле С. С. Голушкевича [17, 18]:

$$\overline{OC} = \overline{OB} e^{-\Delta\alpha \operatorname{tg} \rho}.$$

Приведенные напряжения вдоль криволинейных участков линий скольжения изменяются соответственно формуле (52), воз-

растая от линий OB к линиям OC ; вдоль линий OC , а также в точках C приведенные напряжения

$$\sigma_C = \sigma^* e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \rho}. \quad (153)$$

Такое же значение приведенных напряжений во всех точках зон OCM , так как в них оба семейства линий скольжения прямолинейны.

В зонах BCD оба семейства линий скольжения являются криволинейными; угол наклона линий скольжения в точках C и D отличается на величину $\pi/4$, а следовательно,

$$\sigma_D = \sigma_C e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \rho} = \sigma^* e^{\pi \operatorname{tg} \rho}. \quad (154)$$

Не требует доказательства равенство напряжений в точках D и F и прямолинейность линий скольжения в зонах DFN (рис. 58, б), так как в невесомой среде при равномерно распределенной нагрузке оба семейства линий скольжения будут прямыми. Это положение относится также и к весомой среде, если поверхность, по которой распределена нагрузка, горизонтальна.

Зона FEK подобна зоне BDC , и напряжения в точках E и E_1 вычисляются по формуле

$$\sigma_E = \sigma_F e^{\pi \operatorname{tg} \rho} = \sigma^* e^{2\pi \operatorname{tg} \rho}. \quad (155)$$

Все криволинейные участки линий скольжения являются отрезками логарифмических спиралей; ограничивающие их радиусы-векторы определяются по формуле

$$R = R' e^{\pm \Delta \alpha \operatorname{tg} \rho}. \quad (156)$$

Например,

$$\overline{AD} = \overline{AC} e^{\frac{\pi}{4} \operatorname{tg} \rho}; \quad \overline{A_2K} = \overline{A_2F} e^{\frac{\pi}{4} \operatorname{tg} \rho}; \quad \overline{A_2E} = \overline{A_2K} e^{\frac{\pi}{4} \operatorname{tg} \rho} \quad \text{и т. д.}$$

При построении сетки линий скольжения было выявлено, что с удалением от выработки размеры параллелограммов, образующихся пересечениями линий скольжения, выходящих из уг-

лов выработок, уменьшаются (например, $\overline{DF} = 2\overline{A_1B} e^{-\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \rho}$;

$\overline{EE_1} = \overline{DF} e^{-\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \rho}$). Следовательно, чем дальше от выработки, тем меньше ее форма влияет на вид эпюры напряжений. С удалением от стенок выработки на $2R_0$ отличия эпюр напряжений вокруг выработок прямоугольного и трапецидального поперечных сечений и эквивалентной им выработки круглого сечения становятся практически несущественными (см. рис. 58 б и в); радиус эквивалентной выработки круглого сечения оказался равным

$0,63\sqrt{S}$ — для квадратного сечения и $0,61\sqrt{S}$ — для трапецидального.

Для выработки трапецидального сечения построение сетки линий скольжения еще более осложняется наличием только одной линии симметрии. Напряжения в боках выработки на расстоянии более $2R_0$ от центра (на рис. 58, в в зоне *DMFN*) приходится определять по рекуррентным формулам (49). Относительный радиус предельной зоны r в однородных породах можно вычислить также, принимая радиус эквивалентной круглой выработки (для выработок квадратного и трапецидального сечения) равным

$$R_0 = 0,62 \sqrt{S}, \quad (157)$$

где S — площадь сечения прямоугольной или трапецидальной выработки в черне (в проходке).

Необходимо обратить внимание на то, что радиус самой выработки круглого сечения, выраженный через ее площадь, равен $R_0 = 0,563\sqrt{S}$. Это дает возможность в расчетах предельных зон вокруг одиночных выработок заменять выработки любой формы сечения эквивалентными выработками круглого сечения радиусом $R_0 = b\sqrt{S}$. Коэффициент (множитель) b в зависимости от формы сечения выработки имеет следующие значения:

Форма сечения	Круглая	Овальная	Сводчатая	Квадратная	Трапеци- дальная	Трапеция плоская
Коэффициент b	0,56	0,58	0,60	0,62	0,62	0,64

3. В слоистых массивах переход в предельное состояние пород, окружающих одиночную выработку вне зоны влияния очистных выработок, имеет много общего с переходом в предельное состояние краевой части целиков или их оснований.

Если выработка полностью пересекает слой слабых пород или угля, вмещаемый более прочными породами, то в предельное состояние может перейти только краевая часть этого слоя слабых пород, в которой сетка линий скольжения будет аналогичной сетке в краевой части целика, изображенной на рис. 45. С достаточным приближением рост приведенных напряжений по средней линии слабого слоя можно определять по формуле

$$\sigma = \sigma^* e^{2 \frac{x}{m} \operatorname{tg}^2 \omega \operatorname{tg} \rho'}, \quad (158)$$

где σ^* — приведенное главное напряжение на контуре закрепленной выработки;

$$\sigma^* = \sigma_0 + \operatorname{tg}^2 \omega P + a; \quad (159)$$

$$a = \frac{1}{2} \sigma_0 (\csc \rho - 1).$$

Зона предельного состояния определяется из условия равенства суммы сил в области влияния выработки после ее проведения сумме гравитационных сил в этой области до проведения выработки:

$$x_1 \sigma'_{1cp} + (x_0 - x_1) \sigma''_{1cp} = (R_0 + x_0) \gamma H, \quad (160)$$

где σ'_{1cp} и σ''_{1cp} — средняя величина напряжений по средней линии слабого слоя соответственно в предельной зоне и упругой зоне до границы области влияния выработки; x_0 — ширина области влияния выработки (от ее стенки); x_1 — расстояние до точки σ_{1max} , соответствующее ширине зоны предельного состояния; R_0 — радиус выработки (или половина ее ширины).

До настоящего времени не получено аналитического решения для определения x_1 и x_0 , поэтому их определяют методом последовательного приближения; для этого необходимо принять еще условие изменения напряжений σ_1 в упругой зоне, так как для рассматриваемого случая такого решения пока еще не получено. По-видимому, можно приближенно принять затухание напряжений σ_1 в упругой зоне обратно пропорциональным квадрату расстояния от центра выработки, как это принято для выработки круглого сечения при гидростатическом распределении напряжений:

$$\sigma_1 = \gamma H + \frac{M}{(R_0 + x)^2}, \quad (161)$$

где M — постоянная, характеризующая величину превышения σ_1 в точке x_1 над величиной γH .

Если определенная таким образом величина σ_1 будет превышать величину предельного напряжения σ_1 , определенную по формуле (119), при котором возникает выпучивание основания, то необходимо определять σ_{1max} с учетом выпучивания почвы и кровли выработки, т. е. с учетом перехода в предельное состояние пород, вмещающих слабый слой.

В весьма хрупких однородных породах, которые при достижении в них предельных напряжений разрушаются с полной потерей связности, на границе предельной и упругой зон окружающие напряжения σ_θ претерпевают разрыв, а радиальные напряжения σ_r в предельной и упругой зонах на этой границе равны между собой. При естественном гидростатическом распределении напряжений сумма окружных и радиальных напряжений на границе упругой зоны с предельной, так же как и в породах пластичных, остается равной $2H\gamma$.

Для определения радиуса предельной зоны определим радиальные напряжения σ_r на границе упругой и предельной зон из условий предельного состояния нарушенной породы и предельного состояния еще не разрушенной породы и приравняем их между собой.

В предельной зоне, в которой породы в механическом отношении характеризуются теперь только углом внутреннего трения, приведенные окружные напряжения по-прежнему изменяются с изменением наклона линий скольжения в соответствии с зависимостью

$$\sigma'_\theta = \sigma e^{2\Delta\varphi \operatorname{tg} \rho}, \quad (162)$$

где σ — окружное напряжение на контуре выработки, определяемое по формуле

$$\sigma = P \operatorname{tg}^2 \omega. \quad (163)$$

Соотношение между радиальными и окружными напряжениями определяют, исходя из следующих зависимостей для идеально сыпучей среды:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \rho \quad (164)$$

или

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \rho}{1 - \sin \rho}, \quad (165)$$

а также

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \omega; \quad \omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}. \quad (166)$$

Поскольку $\sigma'_\theta = \sigma_1$ и $\sigma_r = \sigma_3$,
то

$$\sigma_r = \sigma'_\theta \operatorname{ctg}^2 \omega. \quad (167)$$

Подставив в формулу (162) значение σ из формулы (163), получим

$$\sigma'_\theta = P \operatorname{tg}^2 \omega e^{2\Delta\alpha \operatorname{tg} \rho},$$

но, как было показано ранее,

$$\Delta\alpha = \operatorname{tg} \omega \ln r, \quad (168)$$

следовательно,

$$\sigma'_\theta = P \operatorname{tg}^2 \omega e^{2 \operatorname{tg} \omega \ln r \operatorname{tg} \rho} \quad (169)$$

или

$$\sigma'_\theta = P \operatorname{tg}^2 \omega r^{2 \operatorname{tg} \omega \operatorname{tg} \rho}. \quad (170)$$

Подставив это значение σ'_θ в формулу (167), получим на границе предельной зоны

$$\sigma_r = P r^{2 \operatorname{tg} \omega \operatorname{tg} \rho}. \quad (171)$$

На границе упругой зоны

$$2H\gamma = \sigma_\theta + \sigma_r; \quad \sigma_\theta = \sigma_0 + \sigma_r \operatorname{tg}^2 \omega, \quad (172)$$

где σ_0 — сопротивление одноосному сжатию ненарушенной породы в массиве, откуда

$$\sigma_r = \frac{2H\gamma - \sigma_0}{1 + \operatorname{tg}^2 \omega} . \quad (173)$$

Приравняв правые части формул (171) и (173), получим

$$r_L = \left[\frac{2H\gamma - \sigma_0}{P(1 + \operatorname{tg}^2 \omega)} \right]^{\frac{1}{2}} \operatorname{ctg} \omega \operatorname{ctg} \rho . \quad (174)$$

Эта формула идентична формуле (3.54) Ю. М. Либбермана [34], однако ее вывод значительно проще. Необходимо еще раз подчеркнуть, что формула (174) применима лишь к весьма хрупким породам, переходящим в предельное состояние с полной потерей связности. Обычно такие породы являются выбросоопасными, удароопасными или опасными по стрельянию, вследствие чего нельзя допускать их самопроизвольный переход в предельное состояние. Для предотвращения разрушения пород крепь выработок должна была бы иметь несущую способность

$$P = \frac{2H\gamma - \sigma_0}{1 + \operatorname{tg}^2 \omega} . \quad (175)$$

Например, в проводимой по песчаникам на глубине 1500 м выработке с характеристиками в массиве $\sigma_0 = 6000$ тс/м², $\rho = 35^\circ$, $\gamma = 2,5$ крепь, предотвращающая самопроизвольное разрушение пород за контуром выработок, должна была бы иметь несущую способность 320 тс/м². По-видимому, такой путь решения вопроса с поддержанием капитальных выработок в подобных условиях нельзя признать рациональным. Более целесообразным является опережающее камуфлетное взрывание пород с частичным нарушением их прочности, а главное, с приведением их в неудароопасное состояние.

Если принять, что при камуфлетном взрывании породы полностью теряют связность, то для определения радиуса разрушенной зоны можно также воспользоваться формулой (174) при заданной несущей способности крепи.

Можно решить и обратную задачу, преобразовав формулу (174) относительно P

$$P = \frac{2H\gamma - \sigma_0}{(1 + \operatorname{tg}^2 \omega) r_L^2 \operatorname{tg} \omega \operatorname{tg} \rho} . \quad (176)$$

Например, если относительный радиус разрушенной зоны в условиях предыдущего примера будет равен 2,35, то необходимая несущая способность крепи составит 32 тс/м². Естественно, что в этих условиях крепь должна иметь небольшую податливость. Однако если породы упругопластичны, т. е. хотя и имеют склонность к хрупкому разрушению и способность к динамическим явлениям, но обладают и способностью к деформациям

ползучести, то лучше всего применять крепи с заданным сопротивлением и средней податливостью.

Говоря о различном характере перехода в предельное состояние пластичных и хрупких пород, следует подчеркнуть необходимость сохранения естественной прочности пластичных пород и даже целесообразность их искусственного упрочнения. Хрупкие же (удароопасные) породы целесообразно вокруг выработок несколько «расслаблять», придавать им склонность к пластическим деформациям нагнетанием воды (например, в достаточно трещиноватый и пористый уголь) и камуфлетными взрывами (в слабо пористых нетрещиноватых песчаниках).

Следует еще добавить, что рассчитанную по формулам (146), (151) и (176) несущую способность крепи кровли выработок необходимо увеличивать на величину ΔP — вес пород в предельной зоне

$$\Delta P = (R_L - R_0) \gamma, \text{ тс/м}^2, \quad (177)$$

а со стороны почвы несущую способность крепи на такую же величину уменьшать. Это обусловлено тем, что при выводе этих формул среда рассматривалась «невесомой» и это допущение непосредственно вблизи выработки приводит к искажению напряжений особенно в породах полностью или частично нарушенных. Дополнительный отпор крепи на величину ΔP компенсирует неучтенный вес пород в предельной зоне.

§ 3. Расчет смещений контура сечения выработок

При аналитическом расчете смещений контура сечения выработки при наличии предельной зоны вокруг нее вначале определяются максимальные смещения из условия расчета по огibaющей сопротивлению сдвигу пород на пределе ползучести. При таком расчете зона предельного состояния достигает максимальной величины, а процесс деформирования пород вокруг выработки с течением времени полностью прекращается. Время полного прекращения деформаций в значительной степени зависит от размеров зоны предельного состояния и изменяется от двух лет до трех десятилетий.

Конечная величина смещений породного контура сечения выработки складывается из двух составляющих: 1) обусловленной упругим деформированием пород в упругой зоне влияния выработок вследствие изменения напряжений в породах и 2) обусловленной расширением (разрыхлением) пород в предельной зоне, окружающей выработку,

$$u = u_1 + u_2. \quad (178)$$

1. Для выработок круглого сечения, пройденных в однородных породах, смещение контура на границе упругой и предель-

ной зон определяется по формулам теории упругости с учетом линейной ползучести [34]

$$u_L = \alpha \frac{1 + \nu}{E} (H_1 - \sigma_{rL}) R_L, \quad (179)$$

где α — коэффициент, характеризующий изменение модуля упругости за счет линейной ползучести пород в упругой зоне, по которому определяется составляющая u_1 смещений контура выработки.

$$u_1 = \frac{R_L}{R_0} u_L. \quad (180)$$

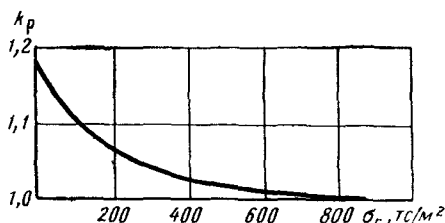


Рис. 61. Зависимость коэффициента разрыхления пород в предельной зоне от различных напряжений

Вторая составляющая смещений контура сечения выработки за счет разрыхления пород в зоне предельного состояния определяется по формуле

$$u_2 = \frac{(R_L^2 - R_0^2) \Delta k_{cp}}{2R_0}; \quad \Delta k_{cp} = k_{cp} - 1, \quad (181)$$

где k_{cp} — средний коэффициент разрыхления пород в предельной зоне.

Ориентировочно коэффициент k_{cp} можно определить, исходя из следующих соображений: по предварительным данным, на контуре незакрепленной выработки максимальный коэффициент разрыхления достигает 1,18; при наличии крепи коэффициент разрыхления на контуре уменьшается

$$k_p = 1,18 - 0,08 \frac{P}{100}; \quad \Delta k_p = k_p - 1. \quad (182)$$

С удалением от породного контура, вследствие увеличения σ_r , коэффициент разрыхления убывает подобно коэффициенту пористости при компрессионных испытаниях (рис. 61).

Приближенно для ориентировочных расчетов величину Δk_{cp} можно определять по формуле

$$\Delta k_{cp} = \Delta k_p \frac{2}{3} \left(\frac{R_0}{R_L} \right)^2, \quad (183)$$

а при узкой зоне предельного состояния (до 0,5 м) — по формуле

$$\Delta k_{cp} = \Delta k_p \frac{1}{2} \left(\frac{R_0}{R_L} \right)^2. \quad (184)$$

Некоторые результаты проведенных расчетов приведены в табл. 8 и на рис. 62. Расчет произведен при следующих условиях: $H=1000$ м; $\gamma=2,5$ тс/м³; $R_0=2$ м; $E=1,5 \cdot 10^6$ тс/м²; $\alpha=1,5$; $\rho=30^\circ$; $k_0=1,18$. Как видно из приведенных данных, отпор крепи не сильно-влияет на конечную величину смещений породного контура; например, при $\sigma_0=400$ тс/м² увеличение отпора крепи от 15 до 60 тс/м² приводит к уменьшению смещений контура сечения со 133 до 103 мм, т. е. увеличение отпора крепи в 4 раза уменьшило смещения только на 22,5%.

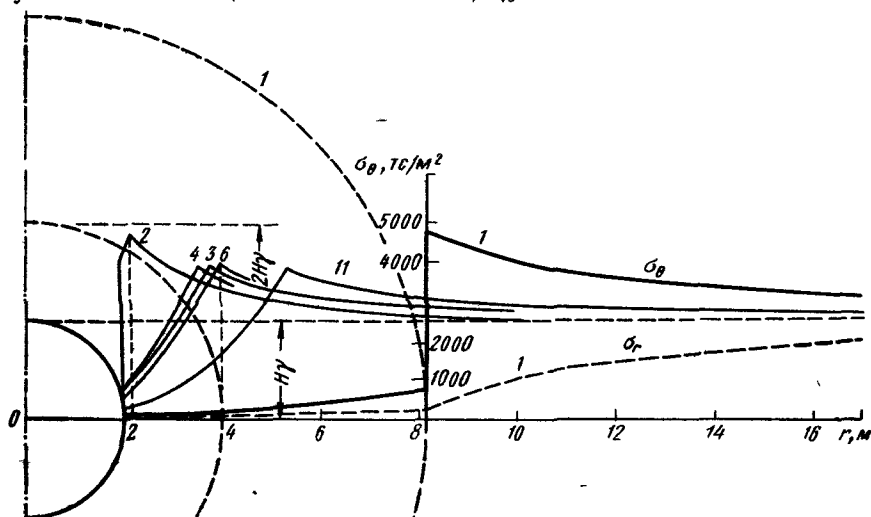


Рис. 62. Схема к расчету зон предельных состояний и эпюр напряжений:

1 — при хрупком разрушении породы; 2, 4, 6 и 11 — при пластическом деформировании пород в их предельном состоянии при характеристиках, приведенных в табл. 8

Установленные закономерности взаимодействия крепи и пород в одиночных выработках определяют необходимость крепления выработок **на больших глубинах** замкнутыми податливыми крепями с относительно небольшим сопротивлением, естественно, в тех условиях, когда вокруг выработки образуется зона предельного состояния пород.

Анализ формулы (146) показывает, что отпор крепи существенно влияет на ширину зоны предельного состояния (а следовательно, и на величину конечных смещений) только при весьма слабых породах, когда величина P соизмерима (одного порядка) с сопротивлением одноосному сжатию пород в массиве.

2. Для выработок прямоугольного, трапецидального и других форм поперечного сечения расчет конечных смещений можно производить по приведенным радиусам

$$R_{cp} = b \sqrt{S},$$

где S — площадь сечения выработки в проходке (вчерне).

Таблица 8

Номер расчетов	Расчетные характеристики		Нагрузка на крепь $P, \text{тс/м}^2$	$\left(\frac{R_L}{R_0}\right)^2$	$\frac{R_L}{R_0}$	$R_L, \text{м}$	$\tau_{\text{тс/с}}, T_{\theta}$	$\tau_{\text{тс/с}}, T_{\theta}$	k_p	$\Delta k_{\text{ср}}$	$R_L^2 - R_0^2, \text{м}^2$	$u_1, \text{мм}$	$u_2, \text{мм}$	$u, \text{мм}$
	$\sigma_0, \text{тс/м}^2$	$\rho, \text{градус}$												
1	400	30	0	1,13	1,065	2,13	4740	260	1,180	0,079	0,52	4	12	16
2			15	1,12	1,060	2,12	4740	260	1,168	0,074	0,50	4	9	13
3			0	3,63	1,92	3,84	3960	1040	1,180	0,031	10,70	14	83	97
4	800	30	15	3,50	1,87	3,74	3960	1040	1,168	0,030	10,00	13	75	88
5			30	3,38	1,84	3,68	3960	1040	1,156	0,029	9,50	13	69	82
6	450/800	40/30	15	4,00	2,00	4,00	3960	1040	1,168	0,028	12	15	85	100
7			0	6,75	2,60	5,20	3860	1140	1,180	0,0164	23,00	48	94	142
8	400	30	15	6,28	2,52	5,04	3860	1140	1,168	0,0166	21,30	45	88	133
9			30	5,88	2,40	4,80	3860	1140	1,156	0,0165	19,00	41	78	119
10			60	5,20	2,28	4,56	3860	1140	1,132	0,0156	16,80	37	66	103
11	400	30	15	7,13	2,67				1,168	0,0157		51	96	147

Примечание. Расчеты № 7—11 произведены при σ_0 и E , уменьшенных вдвое по сравнению с расчетами № 3—6.

3. Для выработок, пройденных в неоднородных слоистых породах, смещение контура на границе упругой и предельной зон также необходимо определять, исходя из величины уменьшения нормальных напряжений по сравнению с нормальными напряжениями по этому контуру до проведения выработки; в этом случае необходимо отдельно определять смещения этого контура в направлении слоистости и по нормали к наслоению.

Разрыхление пород в предельной зоне можно определять, исходя из тех же принципов, как и вокруг выработок круглого сечения.

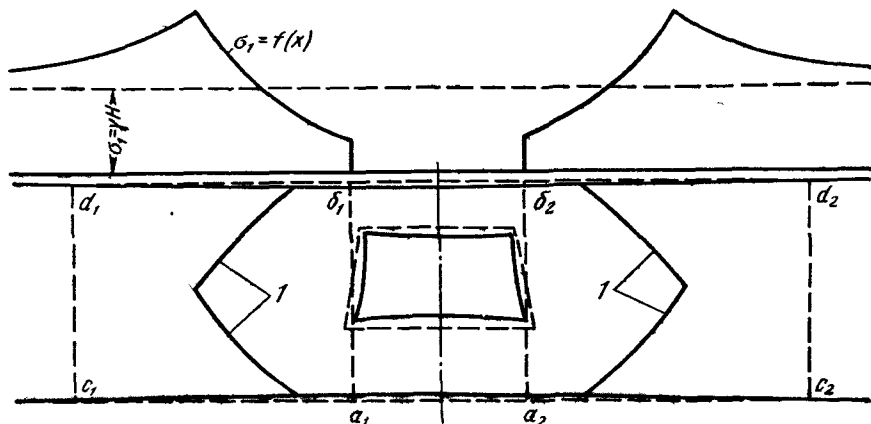


Рис. 63. Схема к определению смещений контура выработок, пройденных в неоднородной слоистой породе

Средняя величина смещения породного контура является частным от деления приращения объема пород в зоне влияния выработки на ее периметр:

$$u_{\text{ср}} = \frac{\Delta V_1 + \Delta V_2}{L}. \quad (185)$$

Однако необходимо учитывать, что смещение породного контура сечения выработки в слоистых породах является неравномерным. Например, при переходе в предельное состояние пород в почве и кровле выработок смещения со стороны почвы и кровли оказываются существенно больше, чем со стороны боков. В тех же случаях, когда породы почвы и кровли не переходят в предельное состояние, смещения боков выработки существенно больше смещений кровли и почвы, которые в этих случаях определяются только упругим расширением пород почвы и кровли.

При переходе в предельное состояние пород в почве и кровле выработок для дифференцированного определения смещений со стороны боков, почвы и кровли можно поступать следующим образом. Определяется изменение объема между граничными

Таблица 9

Шахта (выработка)	Глубина H , м	Площадь сече- ния выработки S , m^2	Предел прочности пород на сжатие $\sigma_{сж}$, кгс/см ²	Продолжитель- ность наблюде- ния t , мес	Относительные сме- щения, мм	
					кровли, почвы	боков
Им. Румянцева (западный по- левой штрек)	730	14,0	1400	12	12	8
Им. Гагарина (грузовая ветвь — кверш- лаг)	710	20,0	1200	4	5	3
Им. Гагарина (главный кверш- лаг)	710	15,4	1000	12	14	4
Им. Дзержинского (порожняковая ветвь рудного двора)	916	14,2	900	1	11	8
№ 1—5 «Кочегар- ка (около- ствольный двор)	970	8,0	700	34	—	23
Им. Гагарина (околостволь- ный двор)	710	6,0	650	37	—	25
Им. Гагарина — (главный кверш- лаг)	710	15,6	400	22	—	39
То же	710	15,6	300	22	90	60
№ 1—5 «Коче- гарка» (около- ствольный двор)	970	6,0	350	15	28	25
Им. Ленина (око- лоствольный двор)	860	14,6	250	9	130	90

Примечание. Таблица составлена по данным Е. Л. Иванова для крутопадающих слоев.

контактами слоя, перешедшего в предельное состояние, в пределах поперечных границ d_1c_1 — a_1b_1 (рис.63) и делится на мощность этого слоя. Таким путем будет получено смещение линий a_1b_1 , а следовательно, и бока выработки. Так же определяется и смещение другого бока; оставшийся объем расширения пород распределяется на почву и кровлю пропорционально мощности толщ, находящихся в предельном состоянии соответственно в почве и кровле.

Некоторые фактические данные о смещениях породного контура сечения капитальных выработок приведены в табл. 9.

§ 4. Нарастание смещений и нагрузок на крепь во времени

Нарастание смещений во времени можно аппроксимировать логарифмической функцией.

На рис. 57 линией 1 показана зависимость между несущей способностью крепи и конечными смещениями контура выработки вчерне, а линия 2 отражает нарастание смещений контура с течением времени

$$u_t = b_0 \ln(t+1), \quad (186)$$

где u_t — смещение спустя t суток; b_0 — коэффициент, характеризующий интенсивность смещений.

Коэффициент b_0 может быть установлен по данным наблюдений за смещениями за первый период после проведения выработки продолжительностью 20—30 сут

$$b_0 = \frac{u_t}{\ln(t+1)}. \quad (187)$$

Графиком $u=f(t)$ можно пользоваться для определения b_0 за некоторый период наблюдений. Например, если спустя 120 сут после проведения данного участка выработки смещение породного контура сечения выработки составило 70 мм, то коэффициент $b_0 = 70 : 5,3 = 13,2$ мм. Отсюда легко определить смещения породного контура за более продолжительный период; например смещения за 10 лет составят 125 мм. Однако не всегда можно заложить станцию до начала смещений контура, так как смещения начинаются впереди забоя и ко времени закладки станции протекали в течение t_0 и достигли величины u_0 . В таком случае в формуле (187) все параметры оказываются неизвестными и для их определения необходимы данные трех серий наблюдений (кроме исходной)

$$u_t + u_0 = b_0 \ln(t'_0 + t); \quad t'_0 = t_0 + 1. \quad (188)$$

Совместное решение трех уравнений типа (188) относительно t_0 приводит к трансцендентной функции

$$\frac{u_2 - u_1}{u_3 - u_2} = A; \quad \left(\frac{t'_3 + t'_0}{t'_2 + t'_0} \right)^A = \frac{t'_2 + t'_0}{t'_1 + t'_0} \quad (189)$$

или

$$A = \frac{\ln(t'_0 + t_2) - \ln(t'_0 + t_1)}{\ln(t'_0 + t_3) - \ln(t'_0 + t_2)}. \quad (190)$$

При $A=1$

$$t'_0 = \frac{t_2^2 - t_1 t_3}{t_1 + t_3 - 2t_2}. \quad (191)$$

При $A \neq 1$ решение возможно графически; приняв $A_t = f(t'_{0t})$ и при $A_1 = 1$, получим $t'_{0t} = t'_0$.

Коэффициент b_0 зависит от конечных размеров зоны предельного состояния и может быть установлен на основе обобщения имеющихся экспериментальных материалов наблюдений за смещениями контуров выработок.

Имея зависимости конечных смещений контура от несущей способности крепи (см. кривая 1 на рис. 57) и нарастания смещений во времени (кривая 2 на рис. 57), можно выбрать наиболее рациональные параметры крепи и время ее возведения, рассматривая совместно эти графики. Например, если продолжительность службы выработки составляет 20 лет, то смещения к этому времени достигнут 125 мм при конечном отпоре крепей 30 тс/м².

Если податливость (жесткость) крепи определяется параметром $\beta = \frac{\Delta P}{\Delta u}$, то за время включения крепи в работу и набора ею номинального сопротивления она допустит податливость контура на величину u_k . Кроме того, следует учитывать смещение контура за счет сжатия забутовочного слоя (или просто свободного закрепленного пространства) u_3 . Таким образом, ко времени возведения постоянной крепи контур выработки должен сместиться на величину

$$u_0 = u - u_k - u_3. \quad (192)$$

По графику $u = f(t)$ находим, что постоянная крепь может возводиться не ранее чем через 20 сут после проведения данного участка выработки.

Из этого графика вытекает также и то положение, что постоянная крепь вступает в работу спустя значительный промежуток времени после ее возведения (при наличии податливого забутовочного слоя или свободного закрепного пространства) и набирает максимальное сопротивление к концу срока ее службы. Поэтому было бы ошибочным судить о надежности крепи (особенно жесткой) по первым годам ее работы.

В условиях больших глубин в пластичных и упругопластичных породах необходимо применение податливой крепи, а возведение жесткой крепи должно отставать во времени от проходки, пока произойдет большая часть смещений [58]; при этом забутовка закрепного пространства должна быть рыхлой (сжимаемой). Однако выполнение этих условий обеспечивает достаточное смещение породного контура (контура сечения выработки в черне) только в породах устойчивых и средней устойчивости; в породах неустойчивых крепь должна обеспечивать возможность смещения породного контура на 150 мм и более. Отставание от забоя возведения постоянной крепи и уплотнение забутовки (при возведении жесткой бетонной крепи с двойной опалубкой) не обеспечат необходимой податливости в течение всего срока службы капитальной выработки, хотя в течение первых трех-пяти лет после возведения таким образом

жесткой крепи и создается впечатление об эффективности и достаточности этих мероприятий. Однако необходимо иметь в виду, что предельная зона вокруг выработки и нарастание смещений развиваются в течение всего срока ее службы с затуханием во времени.

§ 5. Взаимное влияние смежных выработок

Параллельные выработки, проводимые на небольшом расстоянии одна от другой, оказывают взаимное влияние на условия их крепления и поддержания, естественно, если прочность пород в массиве не более $2H\gamma$ тс/м².

Рассмотрим следующие три случая взаимного влияния двух параллельных выработок:

радиус зоны предельных состояний от каждой выработки существенно меньше половины расстояния между центрами выработок;

предельные зоны от каждой выработки смыкаются между собой;

радиус зоны предельного состояния больше половины расстояния между выработками, т. е. предельные зоны от каждой выработки в средней части накладываются.

Рассмотрим последовательно сочетание факторов, при которых складываются эти условия.

1. Если расстояние между центрами смежных (параллельных) выработок больше удвоенного радиуса предельной зоны R_L , определяемого по формуле (146), то предельные зоны не смыкаются. Однако их взаимное влияние необходимо учитывать при определении конечной величины смещений контура выработок.

Если расстояние между выработками уже установлено и изменить его невозможно, а при проведении выработок выявились зоны более слабых пород, чем принималось при проектировании, то применением более мощной крепи можно добиться разъединения зон предельного состояния от каждой выработки.

Для решения этой задачи преобразуем формулу (146) относительно P и изменим величину r_L на величину $\frac{l}{2R_0}$

$$P = \frac{2H\gamma + b_1\sigma_0}{b_3 \left(\frac{l}{2R_0} \right)^{\frac{1}{c}}} - \frac{b_2\sigma_0}{b_3}, \quad (193)$$

где l — расстояние между центрами выработок и радиусом в проходке R_0 .

Если применить крепь с большей несущей способностью, чем рассчитанная по формуле (193), то предельные зоны смыкаться не будут.

2. При смыкании зон предельного состояния, т. е. при $R_L = \frac{1}{2}l$, возникает некоторый дефицит несущей способности целика (эпюра 2 на рис. 64), который компенсируется возрастанием напряжений в периферийных (внешних относительно выработок) участках и увеличением радиуса R_L , следовательно, и максимальных напряжений в породах на этих участках (эпюра 2' на рис. 64). Точного решения для этого случая еще не получено.

Для приближенных расчетов радиуса предельной зоны во внешней ее части можно воспользоваться следующим приемом:

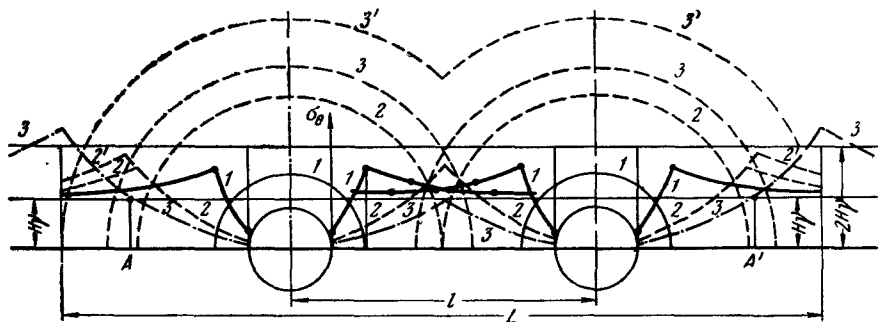


Рис. 64. Предельные зоны и эпюры напряжений σ_θ вокруг смежных выработок:

1 — при $R_L < \frac{1}{2}l$; 2 — при $R_L = \frac{1}{2}l$; 3 — при $R_L > \frac{1}{2}l$

определить общую несущую способность целика между выработками (определить площадь эпюры 2 на рис. 64 с учетом ее масштаба) $Q = \sum_1^n \Delta l \sigma_{\theta_i}$.

определить дефицит несущей способности целика ΔQ как разность $lH\gamma - Q$;

величину $\frac{1}{2}\Delta Q$ рассматривать как дополнительную пригрузку внешних зон, условно выражающуюся в возрастании показателя уровня напряженности $H\gamma/\sigma_0$, т. е. исходные напряжения внешней зоны принимать равными $H\gamma + \Delta\sigma_z$ и в формулу (146) вместо $H\gamma$ подставлять величину $H\gamma + \Delta\sigma_z$;

величину $\Delta\sigma_z$ определять по формуле

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta Q}{4R_L}, \quad (194)$$

т. е. дополнительную пригрузку распределять не только в предельной зоне, но и в упругой.

3. Для определения ширины внешней части предельной зоны в третьем случае можно воспользоваться тем же приемом, что и во втором случае, но при этом необходимо еще рассмотреть условия смыкания предельных зон от каждой выработки и ограничить поверху общую зону предельного состояния шириной L (см. рис. 64).

Определить смещения в первом случае можно, как и для независимых одиночных выработок, введя дополнительный коэффициент в зависимости от отношения R_L/l . Во втором и третьем случаях это сделать будет значительно сложнее: требуется еще дополнительная аналитическая проработка. Однако можно отметить, что общий принцип решения этой задачи сохранится прежним: необходимо определить приращение объема пород в области влияния выработок и разделить его на их периметр.

ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПОРОД ВОКРУГ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШАХТНЫХ СТЕЛОВ

§ 1. Представления о природе горного давления в шахтных стелах

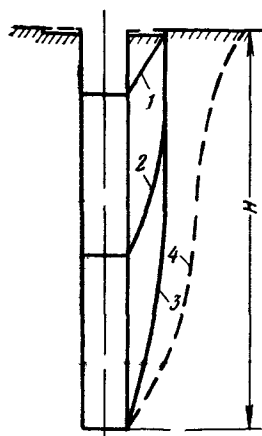
Подробный анализ существующих представлений и гипотез о проявлениях горного давления в вертикальных шахтах стел даи в работах Н. С. Булычева [12, 13].

В данной работе рассматриваются только такие случаи, когда за контуром сечения стелов образуется некоторая зона пород, находящихся в предельном напряженном состоянии и претерпевающих или хрупкое разрушение, или пластическое деформирование. Для предотвращения образования обрушений и вывалов пород в этих условиях необходимо возведение крепи с определенной несущей способностью, которая влияет и на поведение пород в стенках стела, т. е. рассматриваются условия взаимного влияния пород и крепи.

Существующие гипотезы о предельном состоянии пород вокруг вертикальных шахтных стелов можно разделить на две группы. Авторы первой группы гипотез исходят из предположения о сползании некоторого объема пород по коническим или цилиндрическим поверхностям с образованием радиальных смещений в области призмы выпирания, с которыми и связано давление на крепь стелов; авторы второй группы гипотез переход горных пород в предельное состояние объясняют влиянием сил бокового распора, существующего в массиве горных пород, т. е. исходят из плоской деформации. Анализ результатов расчета предельных зон и давления на крепь, при котором обеспечиваются условия предельного равновесия, убеждает в том, что предельное состояние горных пород вокруг вертикальных выработок, в зависимости от условий (главным образом соотношений глубины стела, его диаметра и прочности массива пород), может быть обусловлено как сползанием пород, так и боковым распором в массиве.

Последней работой, в которой давление на крепь шахтных стелов рассматривается с позиций гипотезы о сползании некоторого объема массива за контуром поперечного сечения стела, является докторская диссертация Н. С. Булычева [13]. Исследованиями на песчаных моделях (идеально сыпучая среда),

проведенными Н. С. Булычевым, установлено, что по мере радиального перемещения ограждения, имитирующего крепь, на первой стадии, происходят радиальные и вертикальные перемещения. При этом в средней части достаточно протяженного участка вертикальные деформации пород отсутствуют ($\varepsilon_z=0$), что может явиться только следствием равномерного вертикального смещения этой части «массива». На рис. 65 линией 4 ограничена область деформирования в первой стадии (малых) радиальных перемещений «крепь». При значительных перемещениях стенок ствола ($u_R > 0,06R_0$) образуется зона сползания, отделенная от остальной части массива четкой поверхностью сползания (линии 1, 2, 3).



Радialная протяженность оползающего объема на «дневной поверхности» не зависит от глубины ствола и в песке равна радиусу ствола [13].

При моделировании на всех стадиях деформирования измерялось давление на ограждение (крепь). На основании обобщения результатов исследований на 25 моделях предложена расчетная схема и получена аналитическая зависимость давления на крепь от глубины ствола H , его радиуса в проходке R_0 , объемного веса и коэффициента внутреннего трения среды $\operatorname{tg} \rho$. Максимальное давление на крепь ствола в нижней его части составляет

$$P = \gamma R_0 \operatorname{tg} (v - \rho), \quad (195)$$

Рис. 65. Поверхности скольжения (сползания) пород вокруг вертикальной выработки по исследованиям на моделях Н. С. Булычева

где

$$v = \operatorname{arctg} \left[\csc \rho \left(\sqrt{1 + 2 \frac{H}{R_0} \operatorname{tg} \rho} - \cos \rho \right) \right].$$

При $H \rightarrow \infty$ максимальная расчетная нагрузка на крепь стремится к постоянной величине

$$P_{\max} = \frac{\gamma R_0}{\operatorname{tg} \rho}. \quad (196)$$

При $\gamma = 2,5 \text{ тс/м}^2$ и $R_0 = 3,5 \text{ м}$ величина $P_{\max}$ в зависимости от угла ρ будет иметь следующие значения:

ρ , градус . . .	10	15	20	25	30	35	40
$P_{\max}$, тс/м ² . . .	49,3	32,5	24,0	18,7	15,2	12,5	10,4

Н. С. Булычев отмечает, что формула (196) по структуре совпадает с зависимостями, предложенными другими исследователями (в том числе и В. Г. Березанцевым), дает более близкие к экспериментальным данным результаты, и рекомендует ее

в качестве расчетной. Далее он отмечает сходство формулы (196) с известной формулой для горизонтальных выработок М. М. Протодьяконова [48]

$$P^* = \frac{4}{3} \gamma \frac{a^2}{f}, \quad (197)$$

где P^* — общая нагрузка на крепь выработки, имеющей пролет $2a$; a — полупролет горизонтальной выработки; f — коэффициент крепости, или кажущийся коэффициент внутреннего трения ($f = \operatorname{tg} \varphi$).

На основании этого сходства для приближенного определения нагрузок на крепь стволов в скальных и полускальных породах Н. С. Булычев предлагает формулу

$$P = k \frac{\gamma R_0}{f}, \quad (198)$$

где k — эмпирический коэффициент, изменяющейся от 0,8 до 5, учитывающий степень свободы перемещений породных стенок ствола при данных технологии, материале и конструкции крепи.

В. Г. Березанцевым получены формулы для определения активного давления на крепь (ограждение) цилиндрической выемки с учетом объемных сил (см. рис. 25, а):

$$\begin{aligned} \sigma_r = \gamma R \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{\alpha - 1} \left[1 - \left(\frac{R}{R_b} \right)^{\alpha - 1} \right] + q \left(\frac{R}{R_b} \right)^{\alpha} \operatorname{tg}^2 \varepsilon + \\ + K \operatorname{ctg} \rho \left[\left(\frac{R}{R_b} \right)^{\alpha} \operatorname{tg}^2 \varepsilon - 1 \right]; \end{aligned} \quad (199)$$

$$\begin{aligned} \sigma_\theta = \sigma_z = \gamma R \frac{\operatorname{ctg} \varepsilon}{\alpha - 1} \left[1 - \left(\frac{R}{R_b} \right)^{\alpha - 1} \right] + q \left(\frac{R}{R_b} \right)^{\alpha} + \\ + K \operatorname{ctg} \rho \left[\left(\frac{R}{R_b} \right)^{\alpha} - 1 \right], \end{aligned} \quad (200)$$

где $\varepsilon = \pi/4 - \rho/2$; $\alpha = 2 \operatorname{ctg} \varepsilon \operatorname{tg} \rho$;

γ — объемный вес пород; q — интенсивность внешней нагрузки, распределенная вокруг цилиндрической выемки по закону $q = \sigma_z$ при $R = R_b$; $R_b = z \operatorname{tg} \varepsilon + R_0$; R_0 — диаметр выработки; K и ρ — соответственно сцепление и угол внутреннего трения пород.

Автор отмечает, что если в этих формулах принять $R = R_0$, то σ_r будет равно активному давлению пород на ограждающую крепь P , и при условии $q = 0$ и $K = 0$

$$P = \sigma_r = \gamma R_0 \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{\alpha - 1} \left[1 - \left(\frac{R_0}{R_0 + z \operatorname{tg} \varepsilon} \right)^{\alpha - 1} \right] \quad (201)$$

или

$$P_{\max} = \gamma R_0 \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{\alpha - 1}. \quad (202)$$

При $\gamma=2,5$, $\rho=30^\circ$ и $R_0=3,5$ значение P , рассчитанное по этой формуле, составит 5 тс/м^2 , т. е. в 3 раза меньше, чем по формуле Н. С. Булычева.

Анализ этой формулы показывает, что она может быть применима лишь при весьма небольшой глубине выемки.

Исследования Н. С. Булычева на моделях показывают, что конусообразная форма призмы сползания наблюдается только на малой глубине (линия 1 на рис. 65).

§ 2. Условия сползания пород вокруг ствола

Рассмотрим общую схему деформирования пород вокруг вертикальной выработки при условии возникновения сползания некоторого объема горного массива за контуром ее сечения.

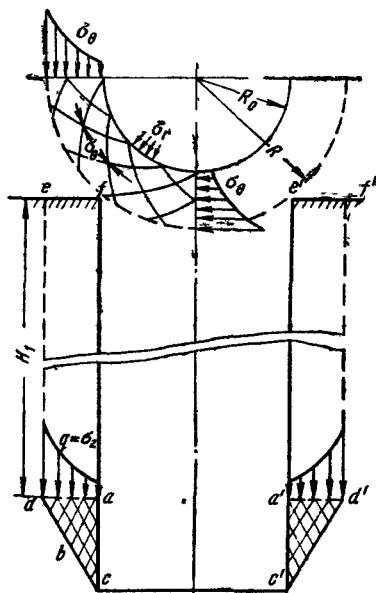


Рис. 66. Схема сетки линий скольжения в горизонтальном и вертикальном сечениях при условии сползания пород вокруг ствола

При проведении вертикальной выработки круглого сечения радиальные напряжения (боковой распор) в некоторой зоне вокруг нее уменьшаются, что вызывает перемещение пород в радиальном направлении. Уменьшение бокового распора в породах вокруг ствола создает возможность для их сползания по некоторым цилиндрическим поверхностям с возможным образованием зоны выпирания в нижней части цилиндрического «стакана» сползающих пород. Таким образом, в нижней части цилиндрического «стакана» возникает сложное предельное напряженное состояние с четырьмя системами поверхностей скольжения (осесимметрическая задача с условием $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$). Схема линий скольжения в горизонтальном и вертикальном сечениях приведена на рис. 66.

Выпирание основания стакана возникает при таких условиях, когда разность веса «стакана» и сил сопротивления сдвигу по его внешней поверхности достигает предела объемной прочности пород в основании «стакана». Это условие записывается в следующем виде:

$$\pi H (R^2 - R_0^2) - 2\pi R H (K + \sigma_{Rcp} \operatorname{tg} \rho) = \pi (R^2 - R_0^2) n \sigma_0, \quad (203)$$

где H — глубина ствола; R — внешний радиус породного «ста-

кана»; R_0 — радиус ствола в проходке (породного контура); K — среднее сцепление пород в массиве; σ_{Rcp} — среднее радиальное напряжение по внешней поверхности породного «стакана»; $\operatorname{tg} \rho$ — средний коэффициент трения пород; n — коэффициент, отражающий объемный характер разрушения основания породного «стакана»; σ_0 — сопротивление пород одноосному сжатию в массиве.

Разделив выражение (203) на $\pi(R^2 - R_0^2)$, получим среднюю удельную нагрузку на основание породного «стакана»

$$H \left[\gamma - \frac{2R}{R^2 - R_0^2} (K + \sigma_{Rcp} \operatorname{tg} \rho) \right] = n \sigma_0. \quad (204)$$

Сползание породного «стакана» по его внешней поверхности и создание активного давления на его основание становится возможным при условии

$$\frac{2R}{R^2 - R_0^2} (K + \sigma_{Rcp} \operatorname{tg} \rho) < \gamma. \quad (205)$$

Величина σ_R для любой глубины может быть определена по формуле Лямэ

$$\sigma_R = \lambda \gamma H \left[1 - \left(\frac{R_0}{R} \right)^2 \right], \quad (206)$$

а ее среднее значение для всей глубины ствола составит половину этой величины. Таким образом, условие сползания пород по цилиндрической поверхности запишется в следующем виде:

$$\frac{2R}{R^2 - R_0^2} \left\{ K + \frac{1}{2} \lambda \gamma H \operatorname{tg} \rho \left[1 - \left(\frac{R_0}{R} \right)^2 \right] \right\} < \gamma; \quad (207)$$

$$\left(\frac{2R}{R^2 - R_0^2} \right) K + \lambda \gamma \operatorname{tg} \rho \frac{H}{R} < \gamma. \quad (208)$$

Анализ этой формулы показывает, что сползание пород вокруг вертикального шахтного ствола возможно только при небольшой глубине и очень малом сцеплении пород. Например, при $K=0$

$$H < R \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) \operatorname{ctg} \rho, \quad (209)$$

и при $\rho = 30^\circ$ $H < 5,2R$ (R — радиус зоны сползания).

Это решение можно довести до конца, воспользовавшись формулой (199), выражающей зависимость радиальных напряжений в области призмы сползания с учетом пригрузки q .

При $R=R_0$ величина σ_r равна отпору крепи P ; равномерно распределенная по верхнему основанию призмы сползания

нагрузка $q_{\text{ср}}$ является усредненной величиной удельного давления сползающего цилиндрического «стакана» на его основание

$$q_{\text{ср}} = H_1 \left[\gamma - \left(\frac{2RK}{R^2 - R_0^2} + \lambda \gamma \operatorname{tg} \rho \frac{H_1}{R} \right) \right], \quad (210)$$

где H_1 — глубина ствола до верхнего основания призмы сползания;

$$P = \gamma R_0 \frac{\operatorname{tg} \epsilon}{\alpha - 1} \left[1 - \left(\frac{R_0}{R} \right)^{\alpha - 1} \right] + q \left(\frac{R_0}{R} \right)^{\alpha} \operatorname{tg}^2 \epsilon + \\ + K \operatorname{ctg} \rho \left[\left(\frac{R_0}{R} \right)^{\alpha} \operatorname{tg}^2 \epsilon - 1 \right]. \quad (211)$$

Для идеально сыпучей среды, характеризующейся только коэффициентом внутреннего трения, радиальные напряжения определяются по формуле

$$\sigma_r = P \left(\frac{R}{R_0} \right)^{2 \operatorname{ctg} \epsilon \operatorname{tg} \rho} \quad (212)$$

и условие

$$\gamma - \frac{2R}{R^2 - R_0^2} \left[P \left(\frac{R}{R_0} \right)^{2 \operatorname{ctg} \epsilon \operatorname{tg} \rho} \operatorname{tg} \rho \right] = 0 \quad (213)$$

является также условием предельного состояния пород за крепью ствола. Запишем это выражение относительно P

$$P = \gamma \operatorname{ctg} \rho \frac{R^2 - R_0^2}{2R} \left(\frac{R_0}{R} \right)^{2 \operatorname{ctg} \epsilon \operatorname{tg} \rho}. \quad (214)$$

При значениях $\rho = 30^\circ$, $\gamma = 2,5 \text{ т/м}^3$ и $R_0 = 3,5 \text{ м}$ определим зависимость между P и R , исключающих сползание пород по цилиндрической поверхности $R = R_i$. Сначала упростим формулу (214)

$$P = 26,4 \left(\frac{1}{R} - \frac{12,25}{R^3} \right);$$

при расчете получено

$nR_0 \dots$	R_0	$2R_0$	$3R_0$	$4R_0$
$P, \text{ тс/м}^2 \dots$	0	2,86	2,20	1,80

Этот расчет показывает, что для идеально сыпучей среды с углом внутреннего трения $\rho \geq 30^\circ$ достаточно минимального давления (отпора) крепи, чтобы предотвратить сползание массива за крепью ствола.

При наличии связности пород (сцепления) это сползание становится невозможным и без крепи, если сцепление превышает величину

$$K = \gamma \frac{R^2 - R_0^2}{2R} = \frac{1}{2} \gamma \left(R - \frac{R_0^2}{R} \right), \text{ тс/м}^2. \quad (215)$$

Формулы (195) и (201) выражают условия предельного состояния горных пород вокруг вертикальных выработок, определяемые силами веса пород, окружающих выработку. Анализ этих формул показывает, что сползание и выпучивание пород вокруг ствола оказывается возможным только при весьма низком сопротивлении сдвигу массива пород. Особенностью решений, основанных на представлении о сползании пород вокруг ствола, является слабое влияние глубины на давление на крепь ствола.

§ 3. Давление на крепь ствола по условию плоской деформации

Решения, в основу которых положена плоская деформация пород (в поперечном сечении ствола), обусловленная силами бокового распора, в принципе ничем не отличаются от решений о предельном состоянии пород вокруг горизонтальных выработок при гидростатическом распределении напряжений. Если принять распределение напряжений в массиве гидростатическим, то к вертикальным шахтным стволам было бы полностью применимо решение для одиночных горизонтальных выработок. Однако натурные наблюдения показывают, что давление пород на крепь шахтных стволов значительно меньше, чем на крепь горизонтальных выработок.

Можно допустить, что в массиве осадочных горных пород под влиянием их реологических свойств, а также большого погружения пород в период накопления осадочных отложений, горизонтальные напряжения действительно достигли величин, равных вертикальным, но проходка вертикальной выработки вызывает перераспределение напряжений на большом расстоянии от стенок ствола. Прежде всего происходит неизбежное уменьшение радиальных напряжений вокруг ствола и, как следствие этого, смещение породного массива к центру ствола, а при глубине $H > \frac{\sigma_0}{\gamma}$ и кизу. По мере проходки ствола новое напряженное состояние пород вокруг него устанавливается в соответствии с их деформированием в пределах упругости, а если в каких-то зонах напряжения вокруг ствола превышают предел упругости, то в них развиваются пластические деформации. Упругое состояние пород вокруг вертикального ствола обычно описывается уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= H\gamma; \\ \left. \begin{aligned} \sigma_\theta \\ \sigma_r \end{aligned} \right\} &= \lambda H\gamma \left(1 \pm \frac{1}{r^2} \right); \\ \lambda &= \frac{\nu}{1-\nu}; \quad r = \frac{R}{R_0}, \end{aligned} \right\} \quad (216)$$

где R_0 — радиус ствола в проходке; ν — коэффициент Пуассона.

При $\lambda < 0,5$ прежде всего предельной величины в стенках ствола достигает напряжение σ_z . При $\sigma_z > \sigma_0$ (σ_0 — предел прочности в массиве) в зоне adc (рис. 67) начнется пластическая деформация и смещение некоторого объема пород по поверхности усеченного конуса (по образующей dc). Малейшее смещение призмы adc книзу сразу же приводит к снижению напряжений σ_z , распределенных по кольцу ad . Вследствие этого вертикальные напряжения σ_z вокруг ствола будут распределены по некоторой линии 1. Одновременно с этим окружные напряжения σ_θ (называемые в литературе также тангенциальными)

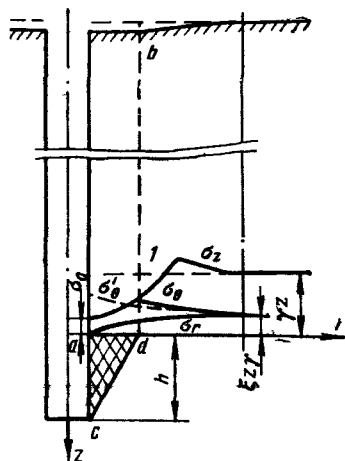


Рис. 67. Схема к расчету давления на крепь шахтного ствола из условия плоской деформации

возрастут, а радиальные σ_r — снизятся (на свободной поверхности ствола — до нуля).

Как было показано, смещение пород, окружающих ствол, локализуется силами трения и сцепления пород по образующей цилиндра bd (см. рис. 67), вследствие этого напряжения σ_z непосредственно вблизи ствола могут снижаться до весьма малой величины даже при малом отпоре крепи. Напротив, окружные напряжения σ_θ по мере развития деформаций пород вокруг ствола и их смещения к оси ствола непрерывно возрастают, пока не достигнут на контуре сечения ствола предела прочности на одноосное сжатие пород в массиве при отсутствии крепи или величины

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + P \operatorname{ctg}^2 \varepsilon, \quad (217)$$

где P — отпор крепи; $\varepsilon = \frac{\pi}{4} - \rho/2$ (ρ — угол внутреннего трения пород).

При дальнейшем смещении массива пород к оси ствола вокруг ствола развивается пластическая зона или зона частично или полностью разрушенных пород после того, как будет исчерпана их предельная деформация, т. е. будет происходить все то же, что и вокруг одиночных горизонтальных выработок.

Поскольку деформирование и смещение пород к оси ствола, а также нарастание σ_θ и развитие зоны предельного состояния пород вокруг вертикального ствола определяется силами бокового распора (естественно, наряду с прочностью пород в массиве), то в этой задаче первостепенным является вопрос о коэффициенте бокового распора.

Выше уже отмечалось, что в первичном состоянии массива коэффициент бокового распора может быть равен единице, но

может быть и больше; упругая его часть (т. е. обусловленная упругостью пород) при отсутствии тектонических напряжений определяется формулой $\lambda = \frac{\nu}{1-\nu}$.

В предельно напряженном же состоянии пород, когда глубина расположения выработок $H > \sigma_0/\gamma$, коэффициент бокового распора определяется по формуле

$$\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_1} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_0) \operatorname{tg}^2 \varepsilon}{\sigma_1} = \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_1}\right) \operatorname{tg}^2 \varepsilon, \quad (218)$$

где $\sigma_1 = H\gamma_{\text{ср}}$; σ_0 — предел прочности пород на одноосное сжатие в массиве.

Для идеально сыпучей среды, в которой $\sigma_0 = 0$,

$$\xi_0 = \operatorname{tg}^2 \varepsilon = \frac{1 - \sin \rho}{1 + \sin \rho}. \quad (219)$$

Далее, для определения зоны предельного состояния пород вокруг вертикальной выработки можно пользоваться математическим аппаратом, изложенным в предыдущей главе, заменяя только активно действующие гравитационные силы интенсивностью $\sigma_1 = H\gamma$ силами бокового распора интенсивностью $\sigma_1 = \xi H\gamma$.

Рассмотрим пример решения для следующих условий: $H = 1000$ м; $\gamma = 2,5$ тс/м³; $\rho = 30^\circ$; $\sigma_0 = 0 \div 800$ тс/м².

Определим сначала коэффициент бокового распора по формуле (218), имея в виду, что $\sigma_1 = H\gamma = 2500$ тс/м², а затем относительный радиус предельной зоны r_L . Для этого воспользуемся формулой (174)

$$r_L = \left[\frac{2\xi H\gamma - \sigma_0}{P(1 + \operatorname{tg}^2 \omega)} \right]^{\frac{1}{2} \operatorname{ctg} \omega \operatorname{ctg} \rho}. \quad (220)$$

Для последующего сравнения результатов расчета по формулам плоской деформации с результатами расчета для идеально сыпучей среды по формулам, основанным на условии сползания, будем считать, что в предельной зоне происходит полное разрушение пород, т. е. среда в предельной зоне принимается идеально сыпучей с тем же углом внутреннего трения $\rho = 30^\circ$.

После подстановки известных величин получим следующую зависимость

$$r_L = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{5000\xi - \sigma_0}{P}}. \quad (221)$$

Результаты расчета приведены в табл. 10.

Рассмотрим изменение давления на крепь идеально сыпучей среды ($\sigma_0 = 0$; $\xi_0 = 0,333$; $\gamma = 2,5$ тс/м³) при постоянном относительном радиусе предельной зоны (что требует одинаковой радиальной податливости крепи по всей глубине ствола). Примем

Таблица 10

Предел прочности на одноосное сжатие σ_0 , тс/м ²	Коэффициент бокового распора ξ	Относительный радиус r_L при несущей способности крепи, тс/м ²		
		40	20	20 *
0	0,333	3,22	4,55	4,55
50	0,324	3,14	4,44	3,58
100	0,320	3,06	4,33	3,06
200	0,306	2,88	4,07	2,49
400	0,280	2,50	3,54	1,93
600	0,253	2,02	2,86	1,65
800	0,226	1,44	2,04	1,48

* Результаты расчета при полном сохранении сопротивления сдвигу пород в зоне предельного состояния, произведенные по формуле:

$$r_L = \sqrt{\frac{5000\xi + \sigma_0}{2\sigma_0 + 4P}}.$$

для расчета $r_L = 3,22$, что соответствует, согласно табл. 10, давлению на крепь 40 тс/м² на глубине 1000 м. Воспользуемся формулой (220), приняв в ней $\sigma_0 = 0$ и подставив другие заданные величины. В результате получим зависимость $P = f(H)$ в виде

$$P = \frac{\xi_0 \gamma}{2r_L^2} H. \quad (222)$$

Следовательно, при постоянном радиусе предельной зоны в идеально сыпучей среде зависимость между давлением на крепь и глубиной получается линейной.

Рассмотрим более подробно условия предельного состояния реальных горных пород вокруг вертикального ствола под влиянием сил бокового распора. Основная формула, определяющая зависимость радиуса предельной зоны R_L от величин H , R_0 , σ_0 , ρ и ξ имеет вид

$$R_L = R_0 \left(\frac{2\xi H \gamma + b_1 \sigma_0}{b_2 \sigma_0 + b_3 P} \right)^c. \quad (223)$$

Значения коэффициентов b_1 , b_2 , b_3 , а также показателя степени такие же, как и в формуле (146).

Коэффициент бокового распора определяется по формуле

$$\xi = \left(1 - \frac{\sigma_0}{H \gamma} \right) \operatorname{tg}^2 \varepsilon, \quad (224)$$

где

$$\varepsilon = \frac{\pi}{4} - \rho/2.$$

Подставив значение ξ из формулы (224) в формулу (223), получим

$$r_L = \frac{R_L}{R_0} = \left(\frac{2\xi_0 H \gamma + d a_0}{b_2 a_0 + b_3 P} \right)^c, \quad (225)$$

где $\xi_0 = \operatorname{tg}^2 \varepsilon$ — коэффициент бокового давления для идеально сыпучей среды при $d = \operatorname{csc} \rho - 1 - \operatorname{tg}^2 \varepsilon$.

Предельное состояние пород за крепью ствола не возникает при $r_L = 1$; в этом случае

$$P = \frac{2\xi_0 H \gamma - (1 + \xi_0) a_0}{1 + \frac{1}{\xi_0}}. \quad (226)$$

Предельное состояние пород в стенках ствола не возникает без крепи при прочности пород в массиве

$$a_0 = \frac{2H\gamma}{1 + \frac{1}{\xi_0}}. \quad (227)$$

При $\rho = 30^\circ$ (среднем значении ρ для угленосной толщи или только алевролитов) предельное состояние не возникает при прочности в массиве

$$a_0 = \frac{1}{2} H \gamma, \quad H_0 = \frac{2a_0}{\gamma}. \quad (228)$$

Интересно сравнить эту формулу с аналогичной зависимостью для горизонтальных выработок — $a_0 = 2H\gamma$ или $H_0 = \frac{a_0}{2\gamma}$, т. е. предельное состояние в стенках незакрепленных горизонтальных выработок (при $\rho = 30^\circ$) и при одинаковой прочности пород возникает при глубине в 4 раза меньшей, чем в вертикальных. Необходимо лишь подчеркнуть, что в выработках большего диаметра коэффициент структурного ослабления меньше, чем в выработках меньшего диаметра (диаметр стволов чаще всего больше диаметра горизонтальных выработок).

При глубине ствола больше H_0 крепь ствола должна обладать определенной несущей способностью в соответствии с зависимостью, определяемой формулой (225).

Необходимая радиальная податливость крепи устанавливается в зависимости от $R_L - R_0$, так же как и для горизонтальных выработок. Если ствол попадает в зону опорного давления с концентрацией напряжений, равной k , в формуле (225) вместо $H\gamma$ записывается величина $kH\gamma$.

При проходке стволов по водоносным пескам для расчета нагрузок на крепь применяется формула для идеально сыпучей среды

$$r_L = \left[\frac{2\xi_0 H \gamma}{(1 + 1/\xi_0) P_2} \right]. \quad (229)$$

В этой формуле объемный вес песка принимается гидростатически взвешенным [82]

$$\gamma_b = (d - 1)(1 - n), \quad (230)$$

где d — удельный вес песка ($d \approx 2,65$ тс/м³); n — пористость песка в долях единицы; P_2 — часть давления на крепь, обусловленная давлением взвешенного в воде песка.

Гидростатическое давление воды P_1 полностью передается на крепь; общее давление на крепь является суммой $P = P_1 + P_2$.

В перемежающихся слоях слабых и крепких пород боковой распор определяется по углу внутреннего трения слабых пород с учетом полного веса всей налегающей толщи $H\gamma_{\text{ср}}$. При довольно тонких слоях слабых пород необходимо учитывать внутреннее трение по контактам с прочными породами, препятствующее выдавливанию слоев слабых пород.

§ 4. Сопоставление результатов расчета по формулам плоской деформации и по условию сползания пород

Сопоставим результаты расчета по формулам плоской деформации с результатами расчетов по формуле В. Г. Березанцева для осесимметричной задачи.

Сначала разложим формулу (199) на ее составляющие. В. Г. Березанцев отметил, что при $R = R_0$ величина σ_r становится равной давлению на крепь. Легко заметить, что первое слагаемое правой части этой формулы отражает объемный вес среды, слагающей призму сползания, второе — внешнюю нагрузку q , неравномерно распределенную по верхней площадке призмы сползания, и третье — сцепление среды. При этом следует обратить внимание на то, что третья составляющая отрицательна, так как множитель, заключенный в квадратные скобки, является отрицательным.

Таким образом, можно записать условия:

$$P = P_1 + P_2 - P_3; \quad P_1 = \gamma R_0 \frac{\text{tg } \epsilon}{\alpha - 1} \left[1 - \left(\frac{R_0}{R_L} \right)^{\alpha - 1} \right]; \quad (231)$$

$$P_2 = q \left(\frac{R_0}{R} \right)^{\alpha} \text{tg}^2 \epsilon; \quad q = f(R) \text{ от } R = R_0 \text{ до } R = R_L, \quad (232)$$

$$P_3 = K \text{ctg } \rho \left[1 - \left(\frac{R_0}{R_L} \right)^{\alpha} \right]. \quad (233)$$

Такое разделение общего давления на ее составляющие от различных факторов позволяет произвести анализ влияния на величину P каждого из них.

При выводе формулы (199) В. Г. Березанцев отметил, что $q = \sigma_z|_{R=R_b}$, а $R_b = R_0 + z_a \text{tg } \epsilon$, но так как при осесимметричной задаче в каждой точке предельной зоны $\sigma_z = \sigma_\theta$, а σ_θ является

величиной, возрастающей при увеличении R от R_0 до R_L , то такой же закономерности подчиняется и величина q .

Как и при решении плоской задачи, примем $\rho=30^\circ$, $R_0=3,5$ м; рассмотрим только случай при $K=0$, при котором r_L был равен 3,22, а $P=40$ тс/м². Тогда по формуле (231) $P_1=2,5 \cdot 3,5 \times 0,577(1-0,31)=3,48$ тс/м².

Величина $P_3=0$, так как $K=0$. Величину P_2 определим по значениям $q=\sigma_z=\sigma_\theta$ в точках $R=R_0$ и $R=R_L$. В идеально сыпучей среде, как было ранее показано, $\sigma_\theta=P(1+\alpha)r^\alpha$. Тогда при $R=R_0$ $\sigma_\theta=40 \cdot 3=120$ тс/м²; при $R=R_L$ $\sigma_\theta=1240$ тс/м²; при $R=R_0$ $P_2=120 \cdot 0,333=40$ тс/м². при $R=R_L$ $P_2=1240 \cdot 0,333 \times \left(\frac{1}{3,22}\right)=40$ тс/м².

Следует уточнить, что плоская задача решалась для глубины ствола 1000 м и на этом уровне (отметке) определены напряжения $\sigma_z=\sigma_\theta=q$, $P_1=0$; призма выпирания высотой $h(R_L - R_0) \operatorname{ctg} \epsilon=13,4$ м располагается ниже отметки (глубины) 1000 м, где $P_1>0$, поэтому на глубине 1013 м $P=P_1+P_2=43,5$ тс/м².

Таким образом, можно сделать вывод, что расчет давления на крепь вертикального ствола по формулам осесимметричной задачи В. Г. Березанцева не противоречит расчету по формулам плоской задачи. Однако при расчете по формулам осесимметричной задачи неизвестны радиус предельной зоны и дополнительная нагрузка q на призму выпирания. Конечно, как и в плоской задаче, можно в начале расчета принимать допустимую нагрузку на крепь, а затем определить остальные параметры.

Из расчета осесимметричной задачи видно, что средняя интенсивность нагрузки на призму выпирания, определяемая как полуразность ее крайних значений $\frac{1}{2}(1240+120)=680$ тс/м², при $H=1000$ м должна составлять 27% исходного напряжения $\sigma_z=H\gamma$, существовавшего до проходки ствола.

Рассмотрим теперь условия сползания массива за контуром ствола вдоль цилиндрической поверхности на границе предельной и упругой зон. Радиальные напряжения в предельной зоне определяются по формуле

$$\sigma_r = P \left(\frac{R_L}{R_\theta} \right)^\alpha. \quad (234)$$

Вес пород в объеме толстостенного цилиндра высотой в 1 м составляет

$$S = \gamma \pi (R_L^2 - R_0^2), \quad (235)$$

а сопротивление сдвигу

$$S_y = 2\pi R_L \sigma_r \operatorname{tg} \rho. \quad (236)$$

Отношение сдвигающих сил к силам сопротивления сдвигу

$$n = \frac{S}{S_y} 100 = \frac{\gamma (R_L^2 - R_0^2)}{2PR_L \left(\frac{R_L}{R_0} \right)^\alpha \operatorname{tg} \rho} 100\% \quad (237)$$

В нашем примере это отношение составляет 5,3%.

Из этого расчета вытекает вывод о том, что при достижении предельного равновесия в плоской задаче не возникает условий сползания пород за контуром сечения ствола, так как сдвигающие силы, действующие по цилиндрической поверхности на границе предельной и упругой зон, далеко не достигают предельного сопротивления сдвигу. Учитывая соотношение сил веса массива пород между крепью и цилиндрической поверхностью на границе зоны предельного состояния и силами трения по этой поверхности, при больших глубинах даже в идеально сыпучей среде не могут возникать условия для осесимметричной задачи. В рассмотренном примере при $H=1000$ м для среды с углом внутреннего трения $\rho=30^\circ$ для осесимметричной задачи необходимо, чтобы сумма сил давления на призму возможного сползания составляла 27% веса пород, заключенных в объеме между крепью и цилиндрической границей между предельной и упругой зонами, а она составляет только 5,3% этого веса, т. е. в 5 раз меньше.

Сползание возможно (и в этом случае применимо решение осесимметричной задачи) только в вертикальных цилиндрических выемках небольшой глубины в весьма слабых породах; приведенные формулы дают возможность установить границы условий, при которых будет возникать сползание пород.

УСТОЙЧИВОСТЬ И ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ КРОВЛИ ВЫРАБОТОК КАМЕРНОГО ТИПА

§ 1. Устойчивость кровли в однородных породах

При глубине менее $\sigma_0/2\gamma$ напряжения в боках выработок не достигают предела прочности на сжатие — при достаточно ровных стенках и если отсутствуют горизонтальные тектонические напряжения, т. е. горизонтальные напряжения σ_x не превышают вертикальные σ_y , то и в кровле напряжения сжатия не достигают предельной величины. Однако в выработках большой ширины предельные напряжения в кровле могут возникнуть и от растягивающих напряжений.

Рассмотрим этот вопрос применительно к плоским кровлям. В выработках большой ширины не всегда целесообразно придавать кровле более устойчивую сводообразную форму, так как это приводит к большому увеличению объема извлекаемых пустых пород и площади кровли, которую в любом случае необходимо обезопасить от выпадения отдельных кусков породы. Поэтому кровля широких выработок может быть и плоской.

Для определения нагрузок на крепь с целью обеспечения устойчивости плоской кровли наибольшее применение получила формула М. М. Протодяконова [48]

$$Q = \frac{2}{3} \gamma ab = \frac{4}{3} \gamma \frac{a^2}{f}, \quad (238)$$

где a — половина ширины выработки; b — высота свода обрушения; f — коэффициент прочности пород (для сыпучих пород — коэффициент внутреннего трения).

Свод обрушения имеет параболический вид

$$y = \frac{x^2}{af} \quad (239)$$

и его высота определяется по формуле

$$b = \frac{a}{f}. \quad (240)$$

Это решение М. М. Протодяконова применимо к относительно слабосвязанным однородным или слабым слоистым трещиноватым породам, которые с течением времени в пределах некоторого свода отделяются от массива и своим весом

оказывают давление на крепь. Однако это решение не применимо к однородным слаботрещинатым связным породам, обрушение которых можно предотвратить (а в широких выработках обрушение просто необходимо предотвращать).

Условием предельного равновесия пород в плоской кровле является равенство веса пород в пределах некоторой наиболее напряженной сводообразной поверхности и суммы сил сопротивления отрыву по этой поверхности

$$Q = \sum_0^{2a} q_i \Delta S_i, \quad (241)$$

где ΔS_i — элементарная площадка свода; q_i — вес, которой может удерживать площадка.

Если бы каждая элементарная площадка свода выдерживала одинаковый вес q , то наиболее напряженной поверхностью была бы поверхность половины кругового цилиндра (условие минимума поверхности при максимуме веса):

$$\frac{S}{Q} = \min.$$

В таком случае

$$\left. \begin{aligned} Q &= \frac{1}{2} \pi a^2 \gamma, \\ S &= \pi a \end{aligned} \right\} \quad (242)$$

и условие предельного равновесия плоской кровли записывается в таком виде

$$Q = S q$$

или

$$2a = \frac{4q}{\gamma}, \quad (243)$$

где q — среднее сопротивление отрыву.

Если пролет выработки больше предельного, то необходима крепь, несущая способность которой составляет разность веса пород в пределах наиболее напряженной сводообразной поверхности и сопротивления пород отрыву по этой поверхности:

$$P = Q - \sum_0^{2a} q_i \Delta S_i.$$

Решение М. М. Протодяконова предполагает возникновение обрушения пород и давления на крепь при любой их прочности. Однако хорошо известны плоские кровли выработок, сохраняющие без крепления длительную устойчивость.

Еще в 1879 г. Риттером было высказано предложение определять давление на крепь туннелей по разности веса пород в пределах некоторого свода и суммы сил сопротивления от-

рыву по этой поверхности (своду); им получена формула, описывающая форму свода в виде параболы,

$$y = \frac{x\gamma}{4q} (2a - x).$$

При $x = a$

$$y = b = \frac{a^2\gamma}{4q}; \quad (244)$$

давление на крепь на 1 м выработки

$$P = \frac{a\gamma^2}{6q} \left(a^2 - 12 \frac{q^2}{\gamma^2} \right), \quad (245)$$

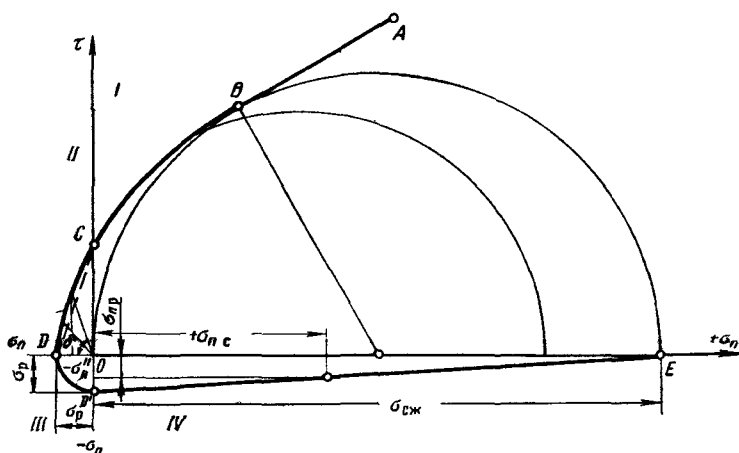


Рис. 68 Обобщенный график предела прочности горных пород

а при $P = 0$

$$2a = 7 \frac{q}{\gamma}, \quad (246)$$

где q — сопротивление «сдвиганию».

В плоской кровле выработки возникает сложное напряженное состояние сжатия с растяжением (сжатие в горизонтальной плоскости и растяжение — в вертикальной). Естественно, что в этом случае по наклонным площадкам возникают и касательные напряжения. На рис. 68 приведен обобщенный график предела прочности горных пород при их разрушении в условиях сложных напряженных состояний: в квадранте I — осевое сжатие с боковым сжатием (τ — является следствием $\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$); в квадранте II — растяжение со сдвигом; в квадранте III — растяжение — растяжение; в квадранте IV — растяжение со сжатием.

В данной главе нас интересует характер разрушения от растяжения с одновременным приложением касательных или сжимающих напряжений (квадранты II и IV). Как видно из рис. 68, сопротивление отрыву уменьшается, если к площадке приложены кроме растягивающих еще и сдвигающие напряжения (квадрант II); при разрушении путем отрыва в квадранте IV сжимающие напряжения прикладываются не к площадке разрушения, а к площадке, перпендикулярной площадке разрушения.

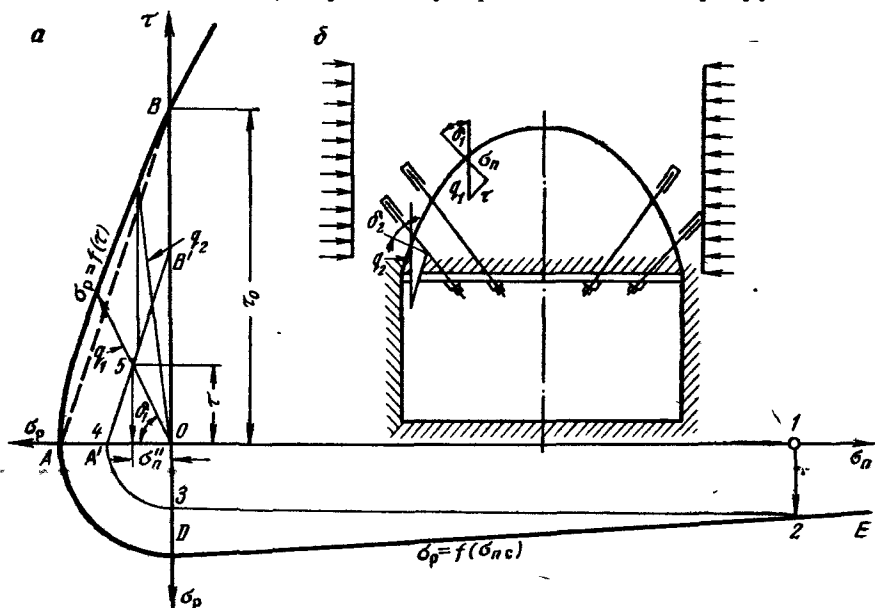


Рис. 69. Свод обрушения (б) и последовательность определения несущей способности q_i элементарной площадки свода (а)

В этом случае на уменьшение сопротивления отрыву оказывает влияние поперечная деформация, возникающая от сжатия, и поэтому при наличии сжатия, направленного по нормали к растягивающим напряжениям, их предельная величина уменьшается:

$$\sigma'_{np} = \sigma_p - a \sigma_{nc}; \quad a = \frac{\sigma_p}{\sigma_0}, \quad (247)$$

где σ_p — предел прочности на растяжение; σ_0 — предел прочности на сжатие; σ_{nc} — приложенное нормальное сжимающее напряжение; σ'_{np} — необходимое разрушающее растягивающее напряжение.

На рис. 69, а показана последовательность определения веса q_i , который может удерживать элементарная площадка свода обрушения в зависимости от напряженности массива и наклона этой площадки. При малых глубинах, когда горизонталь-

ные напряжения в массиве на порядок меньше прочности пород кровли выработок, сжимающими напряжениями в потолочине можно пренебречь и для определения удельной величины q_i можно пользоваться только зависимостью $\sigma_p = f(\tau)$ в квадранте II графика предельных состояний (кривая АВ на рис. 69). Из этого графика видно, что величина q_i тем больше, чем больше наклон элементарной площадки δ_i ; в замке свода $q_i = \sigma_p$, а у основания свода q_i приближается к величине τ_0 (известной в механике грунтов как «нулевое» сопротивление сдвигу). Из экспериментальных данных известно, что для пород средней прочности наблюдается зависимость $\sigma_p = \frac{1}{3} \tau_0$ (для более пластичных глин отношение τ_0/σ_p меньше 3, а для прочных хрупких пород — больше).

Таким образом, для круговой цилиндрической поверхности, соответствующей максимуму отношения веса пород в пределах свода к площади его поверхности, у основания свода величина $q = \tau_0$, что не соответствует минимуму $\sum q_i$, поэтому у основания поверхность свода наклонена под некоторым углом δ_0 , обеспечивающим наибольшее сокращение q_i при наименьшем сокращении объема свода; аналитическое определение этого угла связано с определенными трудностями. При графическом решении получаем $\sum q_i = \min$, если $\delta_0 = 70^\circ$. В этом случае $q_{\max} \approx \frac{3}{2} \sigma_p$, а средняя величина q по всей поверхности свода составляет примерно $1,25 \sigma_p$.

Объем свода в пределах точности расчета можно определять по формуле круга (242). Таким образом, предельный пролет определится по формуле

$$2a = \frac{5\sigma_p}{\gamma}. \quad (248)$$

Приняв $\gamma = 2,5 \text{ тс/м}^3$, получим $2a = 2\sigma_p$, т. е. предельный пролет приближенно можно принимать равным удвоенному сопротивлению пород растяжению в массиве. Например, при прочности пород на сжатие 200 кгс/см^2 , коэффициенте структурного ослабления $\lambda = 0,2$, отношении $\sigma_0/\sigma_p = 20$ и $\sigma_p = 20 \text{ тс/м}^2$ ширина пролета в неслоистых породах составит 40 м.

При исследовании, проведенном С. П. Колбеиновым и В. Н. Земнцевым на неслоистых моделях, получены предельные пролеты в 108 и 166 см при прочности песчано-гипсового материала около $0,1 \text{ кгс/см}^2$ и $\gamma = 1,6 \text{ гс/см}^3$. Испытания на растяжение не производились, однако В. Н. Земнцев считает, что сопротивление растяжению составляло около 50 гс/см^2 .

При расчете по формуле (248) пролет составил $2a = \frac{5 \cdot 50}{1,6} = 156 \text{ см}$. По формуле (246) при $q = 3\sigma_p$ ширина пролета получается в 5 раз большей.

Необходимо отметить, что в более хрупких породах угол δ будет меньше 70° и поэтому высота свода будет меньше a .

При значительной глубине расположения выработок, когда горизонтальные напряжения достигают 30% (и более) прочности пород кровли на сжатие (в массиве), необходимо учитывать и этот фактор при определении предельного пролета кровли. Порядок решения при этом принимается следующим: в квадранте IV (см. рис. 68 и 69, б) графически или по формуле (247) определяется остаточное сопротивление пород отрыву при наличии сжатия (отрезок 0—3 по оси ординат на рис. 69, а)

$$\sigma'_{np} = \sigma_p - \frac{\sigma_p}{\sigma_0} \sigma_{nc} = \sigma_p \left(1 - \frac{\sigma_{nc}}{\sigma_0} \right), \quad (249)$$

где σ'_{np} — остаточное сопротивление отрыву; σ_{nc} — горизонтальное напряжение сжатия в кровле. Далее, значение σ'_{np} подставляется в формулу (248) вместо σ_p :

$$2a = \frac{5\sigma_p}{\gamma} \left(1 - \frac{\sigma_{nc}}{\sigma_0} \right). \quad (250)$$

Это решение можно проследить на рис. 69, а в последовательности $1 \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow 4 \rightarrow 5$; отрезок 5—0 равен несущей способности единичной площадки свода, наклоненной под углом δ_1 к горизонту (линия $A'B'$ проведена параллельно линии AB). Если горизонтальные напряжения в кровле составляют половину предела прочности пород на сжатие, то и предельный пролет уменьшается вдвое.

Если пролет выработки превышает предельную величину (естественно, при расчете с необходимым коэффициентом запаса устойчивости), необходимо применять достаточно жесткую крепь кровли с общей несущей способностью, определяемой по формуле

$$P = \pi a \left(\frac{1}{2} a \gamma - 1,25 \sigma_p \right). \quad (251)$$

Более подходящей для поддержания кровли является штанговая крепь, так как она может достаточно жестко прижимать породы к предполагаемому своду, работая совместно с сопротивлением пород отрыву.

При большой глубине расположения выработок, когда напряжение в боках достигает предела прочности, а горизонтальные напряжения существенно меньше (коэффициент бокового распора меньше 0,8), для укрепления пород в боках выработки также можно применить штанговую крепь (рис. 70), а пролет кровли и ее крепь рассчитывать по формулам (250) и (251) *

* При наличии горизонтального сжатия в формулу (251) вместо σ_p подставляется величина $\sigma_p \left(1 - \frac{\sigma_{nc}}{\sigma_0} \right)$.

с учетом сжатия кровли и несущей способности боков выработки, укрепленных штангами. Сопротивление сжатию укрепленных боков выработки определится по формуле

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta P \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \rho/2 \right),$$

где ΔP — удельное натяжение штанговой крепи, тс/м².

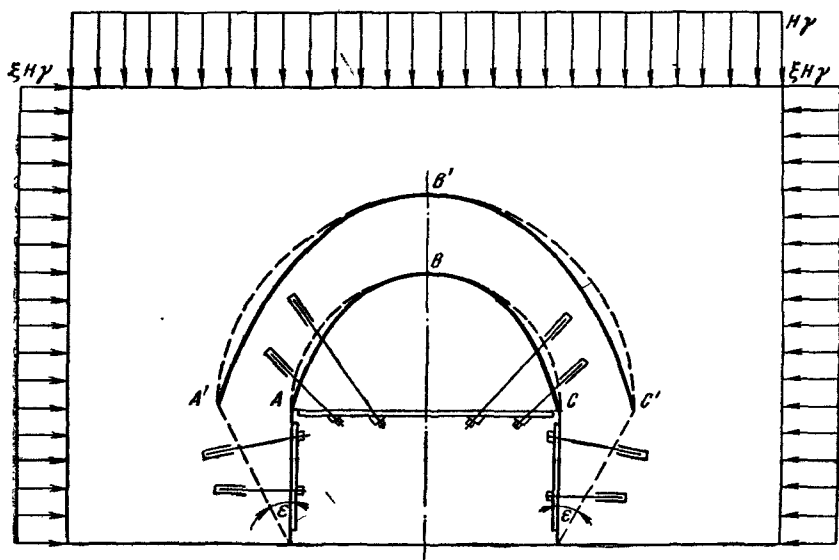


Рис. 70. Схема штангового крепления боков и кровли выработки при большой глубине

§ 2. Предельное состояние слоистой кровли при небольших глубинах

Решение Г. Н. Кузнецова о полной несущей способности кровли подземных выработок, предложенное в 1950 г. [29], до настоящего времени наиболее полно отражает условия работы слоистой кровли выработок. В этой работе показано, что после появления первых трещин от растягивающих напряжений, возникающих у целиков, а затем при тех же значениях q и l и в середине пролета

$$\sigma = \frac{3}{4} \frac{ql^2}{h^2} > \sigma_{\text{изг}}, \quad (252)$$

где l — пролет выработки, м; h — мощность слоя, м; q — удельная нагрузка, тс/м².

Отделившиеся трещинами два блока пород, составляющих кровлю выработки, создают трехшарнирную арку со стрелой подъема f , определяемой по формуле

$$f = \frac{2h - 3y}{4},$$

где y — прогиб слоя в середине пролета.

Максимальные сжимающие напряжения, образующиеся в замке арки, определяются по формуле

$$\sigma_{\max} = \frac{ql^2}{f(2h - y)} = \frac{ql^2k}{h^2\left(1 - \frac{2y}{h}\right)}. \quad (253)$$

В этой формуле неизвестной является величина y . Г. Н. Кузнецов отмечает, что «величина прогиба $y_{\max}$, соответствующая предельному состоянию системы перед моментом полного ее разрушения, находится, в основном, в линейной зависимости от ширины пролета l , а также зависит от механических свойств данной породы, в меньшей же степени от характера прилагаемой нагрузки и поперечных размеров испытываемого бруса».

В связи с этим для предельного состояния системы перед разрушением плоской кровли, представленной хрупкой породой, рекомендуется записать следующее выражение:

$$q_{\text{разр}} = \frac{\sigma_0}{k} \frac{h^2}{l^2} \left(1 - \xi \frac{l}{h}\right), \quad (254)$$

где k — поправочный коэффициент концентрации напряжений, определяемый опытным путем; ξ — безразмерный коэффициент, отражающий механические свойства породы, и в частности способность породы к смятию в шарнирах.

Для пластичной породы эпюра напряжений перед разрушением принимается прямоугольной и несущая способность слоя увеличивается

$$q_{\text{разр}} = \frac{\sigma_0}{k} \frac{3h^2}{l^2} \left(1 - \xi \frac{l}{h}\right). \quad (255)$$

Значения ξ и k были получены экспериментальным путем и составили соответственно: для хрупких пород — 0,02 и 1,15—1,20, а для пластичных пород (каменная соль) — 0,043 и 0,94 (для равномерно распределенной нагрузки).

Формулы Г. Н. Кузнецова можно преобразовать для определения предельных пролетов слоистой кровли. Однако, по нашему мнению, эти формулы и коэффициенты не отражают всех факторов, влияющих на предельный пролет плоской слоистой кровли. Наиболее существенным недостатком является то, что в них не учитываются растягивающие и касательные напряже-

ния, возникающие у целиков под собственным весом слоя. В формулах (5)—(7) работы [29] принимаются во внимание только растяжения от изгиба по площадкам, нормальным к наслоению пород. Поскольку сопротивление горных пород отрыву значительно меньше сопротивления сжатию, разрушение в натурных условиях может происходить иначе, чем при испытании балочек (в лаборатории), весом которых действительно можно пренебречь.

Рассмотрим конкретный пример. Пусть прочность на сжатие в массиве составляет 400 тс/м^2 , а на растяжение — 20 тс/м^2 , $h=5 \text{ м}$, $\gamma=2,5 \text{ тс/м}^3$. Породы пластичные: $k=0,94$, $\xi=0,043$. Предельный пролет, рассчитанный по формуле (255), получился равным $40,3 \text{ м}$. Следует обратить внимание на то, что при той же прочности однородных (не слоистых) пород предельный пролет, рассчитанный по формуле (248), составил 40 м .

Вес слоя кровли при $l=40,3 \text{ м}$ составляет 504 или 252 тс на каждую сторону заделки слоя; при $h=5$ и $\sigma_p=20 \text{ тс/м}^2$ сопротивление отрыву такого слоя составляет 100 тс ; очевидно, что весом 252 тс пренебрегать нельзя.

При расчете по формуле (254) для хрупкой породы предельный пролет при тех же условиях и $k=1,2$ и $\xi=0,02$ получился равным $24,7 \text{ м}$. Растягивающая нагрузка на каждую сторону и в этом случае получилась также значительной (155 тс).

Решение этого вопроса нами предлагается в следующем плане: при прогибе слоя у заделки возникают сжимающие напряжения, которые создают и касательные напряжения по наклонным площадкам ab (рис. 71, а); по этим же площадкам действуют растягивающие напряжения, обусловленные весом слоя в пределах половины пролета на каждую сторону. Таким образом, по наиболее слабым площадкам одновременно действуют касательные и растягивающие напряжения, или, точнее говоря, слой у заделки находится в сложном напряженном состоянии сжатия с растяжением.

Направление сжимающих сил T определяется линией, соединяющей равнодействующие эпюр сил сжатия, возникающих в середине пролета и у целиков. Эпюра сил треугольная для хрупких пород и прямоугольная — для пластичных.

Силу горизонтального распора можно определять по формуле Г. Н. Кузнецова

$$T = \frac{ql^2}{8f}, \quad (256)$$

а высоту стрелы подъема f принимать равной половине мощности слоя ($f = \frac{1}{2}h$). Высота стрелы подъема $f = \frac{1}{2}h$ для пластичных пород принимается из условия прямоугольности эпюр напряжений σ_0 , распространенных на половину мощности слоя; у хрупких пород эпюра σ_{nc} — треугольная, но занимает

более $\frac{1}{2}h$, поэтому значение f по-прежнему близко к $\frac{1}{2}h$.

Тогда максимальные сжимающие напряжения от изгиба слоя для пластичных пород можно определить по формуле

$$\sigma_{\max} = \frac{ql^2}{2h^2}, \quad (257)$$

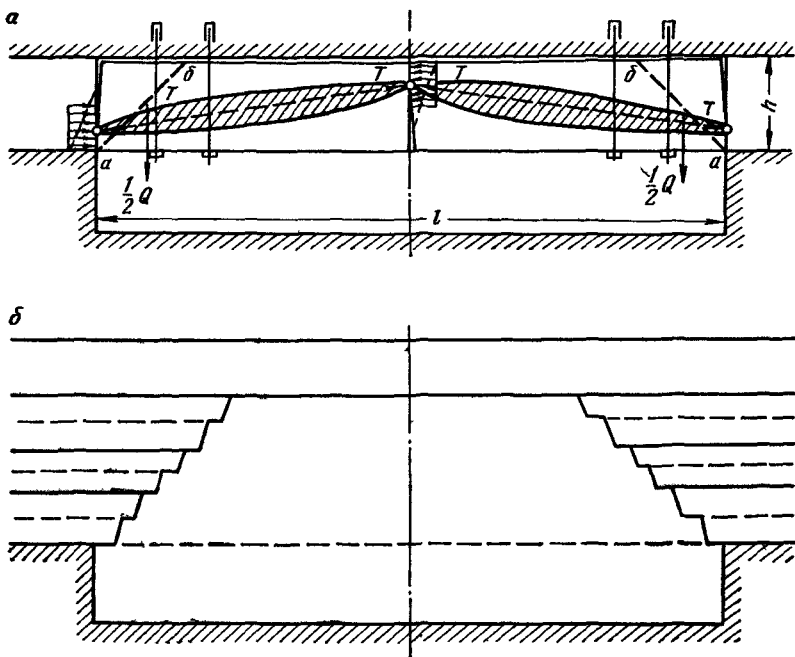


Рис. 71. Схема сил в слое кровли выработки (а) и типичная форма обрушения кровли (б)

а для хрупких пород — по формуле

$$\sigma_{\max}^* = \frac{ql^2}{h^2}. \quad (258)$$

Напряжения от растяжения рекомендуется принимать равномерно распределенными по наклоненной под углом 45° площадке, пересекающей весь слой, и определять по формуле

$$\sigma_{np} = \frac{l\gamma}{3,5}. \quad (259)$$

Знаменатель в этом выражении является произведением трех сомножителей ($2 \cdot 1,42 \cdot 1,23$), из которых первый отражает половину пролета, второй — наклон площадки отрыва под углом 45° , а третий — увеличение отрывающего усилия за счет его на-

клона к площадке отрыва (берется с графика рис. 69, б в квадрате II).

Для определения предельного состояния при сжатии с растяжением воспользуемся формулой

$$\sigma_{nc} = \sigma_0 \left(1 - \frac{\sigma_{np}}{\sigma_p} \right), \quad (260)$$

где σ_{nc} — допустимое нормальное сжимающее напряжение при одновременном действии бокового растягивающего напряжения σ_{np} .

Подставив в эту формулу значения σ'_{max} из формул (257) и (258) вместо σ_{nc} и значения σ_{np} из формулы (259), получим условие для определения предельного пролета для хрупких и пластичных пород:

$$l_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0 h}{7\sigma_p} \right)^2 + \frac{\sigma_0 h}{\gamma}} - \frac{\sigma_0 h}{7\sigma_p}; \quad (261)$$

$$l_2 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0 h}{3,5\sigma_p} \right)^2 + \frac{2\sigma_0 h}{\gamma}} - \frac{\sigma_0 h}{3,5\sigma_p}. \quad (262)$$

Расчет величин l_1 и l_2 (для хрупких и пластичных пород) для тех же условий, что и в предыдущем примере, дает значения $l_1 = 17,7$ м и $l_2 = 18,8$ м.

Как видно, учет растягивающих напряжений от собственного веса слоя кровли приводит к большому уменьшению предельного пролета.

Близкие значения предельного пролета для хрупкой и пластичной породы показывают большое влияние на величину предельного пролета сопротивления отрыву, которое в данном примере принято одинаковым, равным $\frac{1}{20}\sigma_0$. В действительности же у пластичных пород соотношение пределов прочности на растяжение и сжатие составляет $\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}$. Если при прочности

на сжатие 400 тс/м^2 принять сопротивление отрыву у пластичной породы 40 тс/м^2 , то предельный пролет составит уже 28,3 м.

Если вышележащие слои пород обладают меньшей цилиндрической жесткостью, то они оказывают давление на слои нижележащие (при этом необходимо учитывать уменьшение величины пролета при удалении вверх от выработки). В этом случае можно использовать предложенный В. Д. Слесаревым прием «приведенного объемного веса», определяемого из выражения

$$\gamma_{прл} = \frac{q_{i+1} + \gamma_i h_i}{h_i}, \quad (263)$$

где q_{i+1} — удельное давление со стороны вышележащего слоя; γ_i , h_i — объемный вес и мощность рассматриваемого слоя.

Расчет по этой формуле предельного пролета для третьего предельного состояния дает значения на 18—25% меньше, чем по рекомендуемым формулам (261) и (262).

Применяя крепление кровли штангами, можно увеличить ее предельный пролет. Количественно несущую способность штанговой крепи можно учесть путем введения в формулу (259) величины P/h

$$\sigma_{np} = \frac{l}{3,5} \left(\gamma - \frac{P}{h} \right), \quad (264)$$

где P — несущая способность штанговой крепи на 1 м^2 кровли.

Затем величину σ_{np} подставляем в формулу (260), а в формулы (261) и (262) вместо γ подставляем приведенный объемный вес

$$\gamma' = \left(\gamma - \frac{P}{h} \right). \quad (265)$$

В тех случаях, когда интенсивности штанговой крепи недостаточно для полного подвешивания слоя, т. е. при $P < h\gamma$, ее целесообразнее располагать ближе к целикам в пределах $\frac{1}{4} l$, так как в средней части пролета величина опускания (прогиба) кровли наибольшая и штанговая крепь может быть нарушена.

При $P > h\gamma$ подвешиваемый штанговой крепью слой следует рассматривать совместно с вышележащим, к которому подвешивается данный как единый сплошной слой.

И, наконец, необходимо отметить, что в натуральных условиях нарушение слоистой кровли незакрепленных выработок происходит по ступенчато расположенным наклонным трещинам отрыва (рис. 71, б). Это показывает, что обрушение кровли происходит по наклонным площадкам, по которым действуют напряжения сжатия с растяжением от собственного веса слоя.

§ 3. Влияние глубины на предельный пролет слоистой кровли

Кровля может сохранять устойчивость при некотором пролете только в том случае, если горизонтальные напряжения в кровле выработки, обусловленные естественным боковым распором в горном массиве, меньше предела прочности

$$2\lambda H\gamma < \sigma_0. \quad (266)$$

При равенстве левой и правой частей этого выражения кровля будет разрушаться от сжатия (без учета собственного веса) при минимальном пролете (менее $2h$), когда слоистость кровли перестает влиять на величину ее пролета. Следовательно, есть постепенный переход от величины пролета, определяемой по формуле (261), к величине пролета, определяемой по формуле (250), с увеличением глубины расположения вы-

работки. Чем больше глубина расположения выработки, тем большее влияние на предельный пролет оказывают сжимающие напряжения, обусловленные естественным полем напряжений. На эти напряжения накладываются напряжения, обусловленные изгибом кровли, и растягивающие напряжения, обусловленные ее собственным весом.

Воспользуемся формулой (260), связывающей напряжения сжатия и растяжения с пределом прочности пород на сжатие и растяжение, и дополним ее напряжениями, обусловленными боковым распором в массиве горных пород:

$$\sigma_{nc} = \sigma_0 \left(1 - \frac{\sigma_{np}}{\sigma_p} \right) - 2\lambda H\gamma. \quad (267)$$

Подставив вместо σ_{nc} и σ_{np} их значения из формул (257), (259) для пластичных пород, получим формулу

$$\frac{\gamma l^2}{2h} = \sigma_0 \left(1 - \frac{l\gamma}{3,5\sigma_p} \right) - 2\lambda H\gamma. \quad (268)$$

Решив это уравнение относительно l , получим

$$l' = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0 h}{3,5\sigma_p} \right)^2 + \frac{2h}{\gamma} (\sigma_0 - 2\lambda H\gamma)} - \frac{\sigma_0 h}{3,5\sigma_p}. \quad (269)$$

Таким же путем получим формулу для хрупких пород

$$l'' = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0 h}{7\sigma_p} \right)^2 + \frac{h}{\gamma} (\sigma_0 - 2\lambda H\gamma)} - \frac{\sigma_0 h}{7\sigma_p}. \quad (270)$$

Если при расчете по формулам (269) и (270) пролет получается меньше $2h$, то необходимо пользоваться формулой (260), не учитывающей слоистости кровли.

При расчете по этим формулам и условию $2\lambda H\gamma = \sigma_0$ значения l' и l'' получаются равными нулю, так же как и при расчете по формуле (260). В этом случае расчет предельного состояния необходимо производить методом предельного напряженного состояния, изложенным в главе III, а применительно к одиночным выработкам — изложенным в главе VI.

В приведенном ранее примере для хрупких пород при $h = 5$ м, $\sigma_0 = 400$ тс/м², $\sigma_p = 20$ тс/м² и $\gamma = 2,5$ тс/м³, без учета бокового распора предельный пролет получился равным 17,7 м; с учетом бокового распора при $\lambda = 0,4$ уже при глубине 200 м кровля будет разрушаться от бокового распора без учета собственного веса слоя, а при глубине 100 м предельный пролет составит 10,3 м; при расчете по формуле Г. Н. Кузнецова он равен 40,3 м.

Рассмотрим влияние глубины на предельный пролет более прочной кровли: $\sigma_{сж} = 1000$ кгс/см²; $\gamma = 2,5$ тс/м³ при h , равном 10 и 15 м; кровля представлена монолитным песчаником, коэффициент структурного ослабления которого можно принять максимальным, равным 0,5; коэффициент бокового распора λ

примем равным 0,4. Тогда $\sigma_0 = 5000$ тс/м², $\sigma_p = 250$ тс/м². Пролет l'' , определяемый по формуле (270), при различных глубинах будет иметь значения, приведенные в табл. 11.

Таблица 11

Глубина H , м	Пролет l'' (м) при значении h , м	
	15	10
100	132	116
300	125	107
600	114	98
900	102	88
1200	89	77

Эти значения согласуются с наблюдаемыми в шахтных условиях величинами предельных пролетов до первой посадки труднообрушаемой кровли длинных очистных забоев.

РАЦИОНАЛЬНЫЕ УСЛОВИЯ РАСПОЛОЖЕНИЯ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК

§ 1. Принципы расчета смещений контура сечения подготовительных выработок

Вопрос о рациональных условиях расположения и поддержания подготовительных выработок является одним из наиболее сложных в горной геомеханике. Эта сложность определяется множеством факторов, влияющих на характер и величину смещения контура сечения * выработок (и отдельных его частей). Среди наиболее существенных факторов наибольшей изменчивостью выделяется влияние очистных выработок, выражающееся в концентрации напряжений в зоне опорного давления и в его снижении в подработанных участках массива. Перемещение подготовительных выработок относительно границ очистного пространства или в направлении, нормальном к наслению, может в десятки раз изменить величину смещения контура выработки. Это в большой степени осложняет экспериментальное решение вопроса о рациональных условиях расположения и охраны подготовительных выработок и вызывает необходимость теоретического рассмотрения этого вопроса вначале для качественной оценки влияния важнейших факторов, а затем по мере накопления сведений о численных данных, характеризующих каждый фактор, можно перейти и к определению смещений контура выработок полностью путем аналитического расчета.

Аналитическое определение смещений контура подготовительных выработок по сравнению с одиночными капитальными выработками осложняется двумя факторами: 1) концентрацией напряжений в зоне опорного давления, которая может быть определена недостаточно точно; 2) невозможностью использования конечных максимальных смещений из-за ограниченности времени нахождения выработки в зоне максимальных напряжений и смены нескольких уровней (режимов) напряжений в окрестности выработки за время ее существования.

Для расчета смещений контура подготовительных выработок необходимо пользоваться скоростями смещений, связанными с изменением горнотехнических условий. Площадь эпюры скоростей смещений контура выработок в соответствующем мас-

* Здесь и далее в работе говорится о контуре поперечного сечения выработки.

штабе будет представлять величину смещений контура на заданный момент времени.

Скорости смещений контура выработок зависят от степени напряженности горного массива в окрестности выработок и физико-механических свойств массива — прочности на одноосное сжатие и угла внутреннего трения.

Известно, что напряжение массива вокруг выработки, возросшее выше предела ползучести, с течением времени уменьшается вследствие пластических деформаций пород. По мере уменьшения напряжений уменьшается и скорость деформации пород, а следовательно, и скорость смещений контура выработки. Новое увеличение напряжений вызывает новую волну скоростей смещений контура выработки.

Таким образом, аналитическое определение смещений контура подготовительных выработок должно проводиться в следующей последовательности:

составление геологического разреза, захватывающего почву и кровлю отрабатываемого пласта на такую мощность, в пределах которой возможно расположение выработки, плюс мощность слоя пород, который, возможно, будет выпучиваться в выработку;

определение механических характеристик слоев (σ_0 и ρ) пород в данном литологическом разрезе (имеется в виду σ_0 в массиве или $\sigma_{сж}$ в образце с одновременной характеристикой трещиноватости пород);

построение изолиний и эпюр напряжений (по нормали к наслоению) в окрестности очистной выработки — впереди забоя, в зоне подработки (надработки) и в зоне остаточного опорного давления; затухание влияния очистной выработки на напряженность массива с удалением от разрабатываемого пласта;

расчет зоны предельного состояния пород вокруг выработки вне влияния очистной выработки и построение эпюры скоростей смещений на основе экспериментальных данных наблюдений в аналогичных условиях в предшествующее время;

расчет зон предельного состояния на все периоды возрастания напряженности массива;

построение эпюр скоростей смещений на весь период службы данной горной выработки с учетом установленных путем обобщения имеющихся опытных данных для аналогичных условий;

определение смещений контура на различных участках выработки в зависимости от времени (скорости подвигания очистного забоя).

§ 2. Зоны повышенных и пониженных напряжений в области влияния очистных выработок

Как было показано, в области влияния очистных выработок образуются зоны, в которых вследствие упругости изгибающихся подработанных слоев горного массива происходит зави-

сание пород и их частичная или полная разгрузка от веса налегающей толщи. Вес зависающих пород передается на смежные с отработанными участки горного массива и целики, создавая таким образом зоны опорного давления. Напряжения в зоне опорного давления могут в 2—4 раза превышать напряжения в нетронутом массиве. Необходимо принимать во внимание также изменение прочности пород по нормали к наслоению — среди более слабых слоев угля, углистых аргиллитов и аргиллитов (или глинистых сланцев) залегают довольно прочные слои песчаников, известняка и т. п.

Таким образом, соотношение напряжений σ_1 и прочности на одноосное сжатие, которое будем называть относительным показателем напряженности пород, $d = \sigma_1 / \sigma_{сж}$, в различных зонах области влияния очистных выработок может изменяться в десятки раз. Соответственно этому изменяются и смещения контура подготовительных выработок, в зависимости от того, в каких зонах и в каких породах эти выработки располагаются.

В главе IV был рассмотрен порядок определения напряжений в различных точках области влияния очистных выработок. Несмотря на невысокую пока точность определения этих напряжений, она оказывается вполне достаточной для решения практических задач.

Неоднородность слоистой толщи пород, вмещающих угольный пласт, и поля напряжений в области влияния очистной выработки определяют необходимость вариантной проработки вопроса о наиболее рациональном расположении выработок относительно границ выработанного пространства и самого разрабатываемого пласта.

§ 3. Зоны предельных состояний пород вокруг подготовительных выработок

Параметры зон предельных состояний, образующихся вокруг подготовительных выработок вне области влияния очистных выработок, могут быть определены по формуле (146), если породы, окружающие выработку, достаточно однородны и могут быть охарактеризованы осредненными величинами σ_0 и ρ . При существенном различии σ_0 и ρ у слоев пород, окружающих выработку, зоны предельного состояния рассчитываются последовательно для каждого однородного слоя в непосредственной близости от выработки, где не все слои переходят в предельное состояние.

В зоне опорного давления основание степени в формуле (146) может быть записано в более простом виде

$$\frac{2kH\gamma + b_1\sigma_0}{b_2\sigma_0 + b_3\rho} \approx \frac{2kH\gamma}{b_2\sigma_0} = d, \quad (271)$$

так как вторые слагаемые числителя и знаменателя на порядок меньше первых (k — показатель концентрации напряжений). Однако не представляет трудности определение основания степени и более точно, пользуясь вспомогательным графиком для определения $csc\, \rho$ (см. рис. 60).

При расчете зон предельного состояния и смещений контура выработок можно принимать в расчет и несущую способность крепи, хотя ее влияние на конечные значения смещений большей частью не выйдет за пределы точности их определений.

Таким образом, при достаточно однородных породах радиус предельной зоны определяется по весьма простому выражению

$$R_L = R_0 d^c \quad (272)$$

или

$$\ln r = c \ln d,$$

где R_0 — радиус выработки круглого сечения (или приведенный радиус выработки не круглого сечения); d — показатель напряженности пород вокруг выработки; c — показатель степени, характеризующий влияние угла внутреннего трения на величину радиуса предельной зоны.

Из этой формулы видно, какое большое влияние на радиус предельной зоны, а следовательно, и на смещение контура оказывает коэффициент внутреннего трения пород, которым пренебрегают в эмпирических зависимостях смещения контура от механических свойств пород.

Для облегчения расчетов ниже приведены значения c и b_2 для различных значений:

φ , градус	10	15	20	25	30	40
$c = \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \omega \operatorname{ctg} \rho$. .	2,38	1,43	0,95	0,68	0,50	0,28
$b_2 = csc \rho$	5,76	3,87	2,93	2,37	2,00	1,56

Рассмотрим пример определения размеров зон предельного состояния при следующих условиях: $H=1000$ м, $\gamma=2,5$ тс/м³, $R_0=2$ м, $k=3$. Характеристики прочности пород: в первом случае $\sigma_0=600$ тс/м², $\rho=25^\circ$, а во втором случае $\sigma_0=300$ тс/м², $\rho=15^\circ$. Показатель напряженности в первом случае составляет 7,45, а во втором — 12,9.

Относительные значения радиусов предельных зон будут равны соответственно $r_1=4,10$, $r_2=38$:

$$\ln r_1 = 0,68 \ln 7,45 = 0,68 \cdot 2,008 = 1,41;$$

$$\ln r_2 = 1,43 \ln 12,9 = 1,43 \cdot 2,55 = 3,64.$$

Действительные значения радиусов предельных зон будут равны $R_{L_1}=8,2$ м, $R_{L_2}=76$ м. Как видим, уменьшение прочности пород в 2 раза и угла внутреннего трения в 1,7 раза приводит к увеличению радиуса предельной зоны в 9 раз.

Рассмотрим в качестве примера особенность образования зон предельного состояния пород при поддержании подготовительных выработок целиками и бутовыми полосами.

При поддержании подготовительных выработок целиками на малых глубинах разработки ширина зоны существенного (вредного) влияния опорного давления была небольшой и охрана выработок была возможной относительно неширокими целиками, которые не переходили в предельное состояние по всей ширине и служили барьером между очистной и подготовительной выработками, предотвращая сдвигание налегающей толщи пород над подготовительной выработкой.

При больших глубинах разработки ширина зоны существенного влияния опорного давления стала измеряться несколькими десятками метров (60—90 м) и расположение выработок за пределами этой зоны технически оказывается невозможным, а расположение выработок в зоне существенного влияния опорного давления приводит к пучению почвы и кровли выработок в размерах, превышающих часто мощность отрабатываемого пласта.

Поддержание выработок целиками на больших глубинах разработки оказывается целесообразным только при весьма крепких вмещающих породах, когда не происходит их разрушения и выдавливания (выпучивания) в выработку. В этом случае смещения боков выработки значительно превосходят смещения почвы и кровли, которые зависят только от упругого расширения пород почвы и кровли, а также общего их сдвига, обусловленного разрушением целика и его раздавливанием. Такие смещения боковых пород, не обусловленные их разрушением и выдавливанием, будем называть конвергенцией (совместные относительные смещения кровли и почвы).

В горной литературе широко используется термин «конвергенция», под которым обычно понимается сближение почвы и кровли выработок, независимо от природы этого сближения. При более детальном изучении сближения почвы и кровли необходимо различать (или выделять) ту часть смещений пород почвы и кровли, которая обусловлена разрушением пород и их выдавливанием в выработку, и ту часть, которая обусловлена сближением слоев пород почвы и кровли без их разрушения, а только вследствие уменьшения напряжений в некоторой зоне в окрестности выработки и упругого расширения пород в этой зоне.

Величина конвергенции составляет некоторую долю от мощности отрабатываемого пласта, являясь функцией глубины разработки, мощности пласта, ширины целика и упругости вмещающих пород

$$u_1 = f(H, m, B, E).$$

При поддержании выработок целиками и большой концентрации напряжений в зоне опорного давления выдавливание

пород почвы и кровли пласта, как отмечалось ранее, происходит не только в тех случаях, когда кровля и почва слабее пласта, как это наблюдается при относительно небольших напряжениях в зоне опорного давления, но также и в тех случаях, когда кровля и почва значительно прочнее пласта. В этих случаях вблизи выработки в предельное состояние переходит не только пласт, но и вмещающие его породы. Таким образом, смещение в выработку происходит не только слабых пород (угля) в боках выработки, но и более прочных пород кровли и почвы.

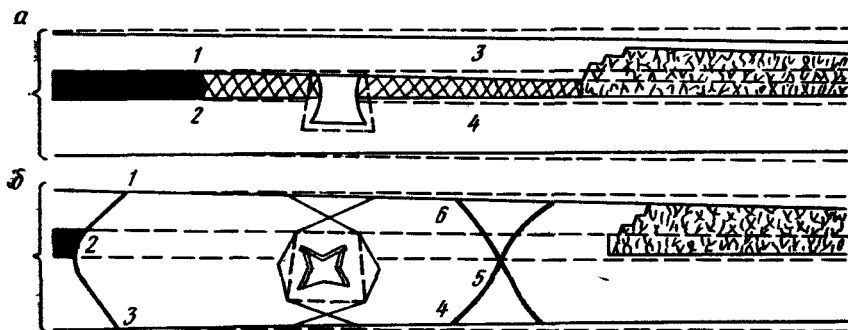


Рис. 72. Смещения контуров подготовительных выработок, охраняемых целиками на большой глубине:

a — при прочных вмещающих породах; *b* — при слабых вмещающих породах

По мере расширения зоны разрушенных пород вокруг выработки возрастает выдавливание пород в выработку со стороны кровли и почвы и величина этого выдавливания может превышать мощность отрабатываемого пласта m , в то время как конвергенция основной кровли и почвы составляет лишь некоторую долю m .

На рис. 72 схематически показаны относительные размеры зон предельного состояния пород выработок при прочных и слабых вмещающих породах. Во втором случае площадь зоны предельного состояния в 4—5 раз больше, соответственно во столько же раз больше и величина смещений контура выработки.

При поддержании подготовительных выработок бутовыми полосами зона бутовой полосы, примыкающей к угольному массиву, является зоной выпучивания пород. В первый период — после образования бутовой полосы, когда она еще не сжата боковыми породами и нагрузки полностью сконцентрированы на краевой части угольного пласта, создается большой перепад интенсивности нагрузок на почву пласта под целиком и под бутовой полосой. В этот период происходит интенсивное выпучивание почвы и кровли пласта в зоне бутовой полосы, а также разрушение и сжатие краевой части пласта. Одновременно с этим происходит общее опускание основной кровли и поднятие

почвы (в зоне пониженных σ_z). Все это приводит к сжатию бутовой полосы и росту нагрузок в этой зоне. Вследствие этого перепад удельных нагрузок на границе бутовой полосы с целиком уменьшается до таких величин, при которых выпучивание пород на участке бутовой полосы прекращается. В зоне выработки в этот период происходит лишь конвергенция почвы и кровли вследствие упругого расширения пород со стороны почвы и опускания основной кровли; непосредственную кровлю поддерживает крепь. Во второй период — после сжатия бутовой полосы

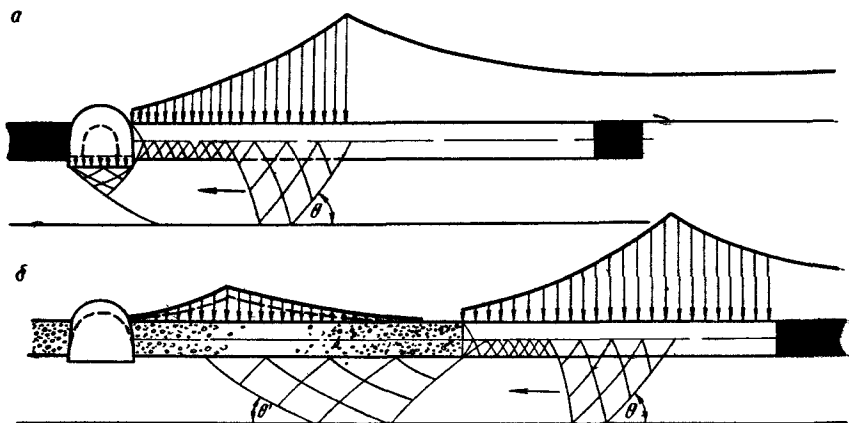


Рис. 73. Схемы эпюр нагрузок и выпучивания пород в окрестности подготовительной выработки:

a — при охране ее целиками; *b* — при охране бутовыми полосами

и развития нагрузок на нее — может начаться и некоторое выпучивание пород непосредственно в почве и кровле выработки, однако интенсивность выпучивания при этом будет во много раз меньше, чем при охране выработок целиками. Схемы эпюр нагрузок в окрестности подготовительной выработки при охране целиками и бутовыми полосами приведены на рис. 73.

§ 4. Определение смещений контура сечения подготовительных выработок

Многообразие условий расположения и поддержания (охраны) подготовительных выработок не позволяет в данной работе рассмотреть все возможные случаи. Здесь в качестве примеров приведены лишь некоторые случаи расположения выработок и определения смещений их контура.

Наиболее простым и на больших глубинах редким случаем является переход в предельное состояние только одного угольного пласта, по которому пройдена подготовительная выработка высотой более мощности пласта. Это оказывается возможным

только при очень прочных вмещающих породах и глубине разработки $H \leq 0,5\sigma_{сж}$ ($\sigma_{сж}$ — прочность в образце, кгс/см²).

Смещения боков выработки значительно превосходят смещения почвы и кровли, которые зависят только от упругого расширения пород почвы и кровли, а также общего их сдвижения без разрушения. Максимальные смещения кровли и почвы на границе с выработанным пространством обычно составляют не более 20% мощности обрабатываемого пласта.

Смещения боков выработки складываются из двух составляющих изменения объема пород в боках выработки:

1) составляющей u_1 — за счет изменения объема вследствие конвергенции почвы и кровли в зоне, где напряжения σ_y (нормальные к наслению) оказываются меньше природных, определяемых по формуле

$$\sigma_y = H\gamma \cos^2 \alpha + \xi H\gamma \sin^2 \alpha, \quad (273)$$

где α — угол падения пласта; ξ — коэффициент бокового распора;

2) составляющей u_2 , обусловленной разрыхлением пород в предельной зоне.

Напряжения по средней линии пласта можно определять по формуле (108), и можно также считать, что напряжения по кровле и почве в зоне разгрузки близки напряжениям по средней линии пласта.

Схема сетки линий скольжения и смещений контура выработки показана на рис. 74.

Ширина предельной зоны в краевой части пласта, примыкающей к подготовительной выработке, определяется в зависимости от ее расположения и системы разработки.

Для сплошной системы разработки, когда выработка с одной стороны граничит с массивом, а с другой — с выработанным пространством, смещения со стороны почвы и кровли определяются их конвергенцией на границе выработанного пространства, составляющей 10—20% мощности обрабатываемого пласта. Величина предельной зоны краевой части пласта определяется по пределу ползучести с соблюдением баланса (равенства суммы) сил в зоне остаточного опорного давления и в зоне разгрузки. Коэффициент разрыхления пород в предельной зоне определяется так же, как и вокруг капитальных выработок. Смещения контура выработки со стороны массива определяются по формуле

$$u = \frac{V_n \Delta k}{m^*}, \quad (274)$$

где V_n — объем предельной зоны на 1 м выработки; $\Delta k = k_{ср} - 1$ ($k_{ср}$ — средний коэффициент разрыхления в предельной зоне); m^* — мощность пласта, уменьшенная сжатием в краевой части.

Для столбовой системы разработки смещение контура выработки на линии посадочного ряда стоек очистной

выработки может быть рассчитано таким же путем, только расчет предельной зоны следует производить по огибающей предела прочности и меньшей будет величина конвергенции почвы и кровли.

При поддержании выработки целиками расчет ширины зоны предельного состояния производится исходя из

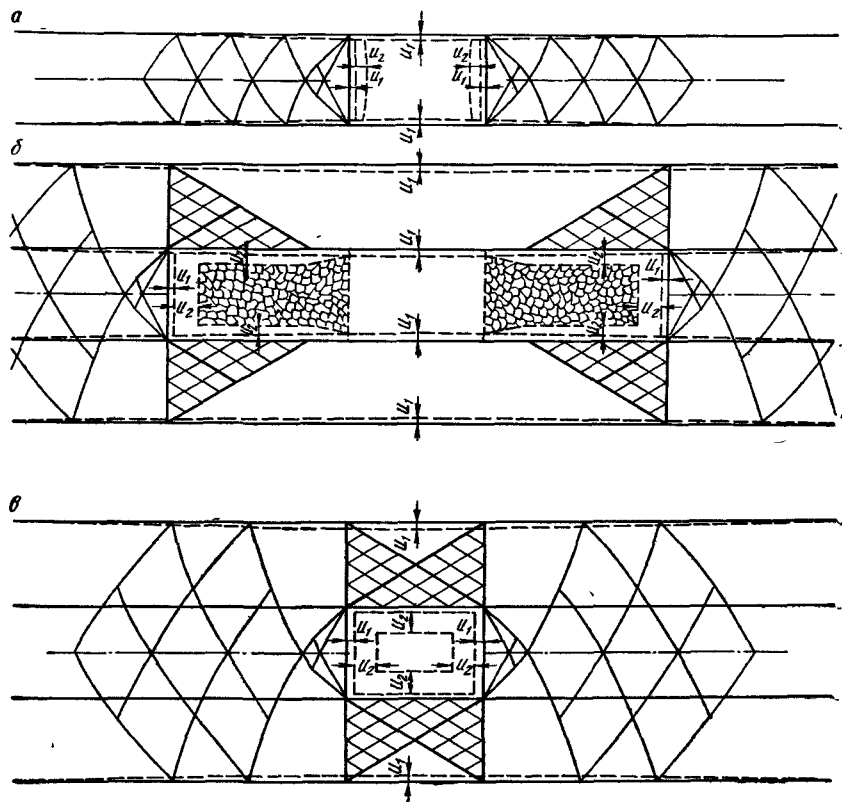


Рис. 74. Схемы сеток линий скольжения:

a — при весьма прочных вмещающих породах; *б* — при охране выработок бутовыми полосами; *в* — при охране выработок целиками при средней прочности вмещающих пород

эпюры напряжений σ_y в зоне опорного давления и расположения выработки относительно точки $\sigma_{y\max}$ (кривая 1 на рис. 75, б). После проведения выработки 6 эпюра напряжений σ_y будет иметь форму 2. Площади эпюр 1 и 2 должны быть равны между собой. Смещения боков выработки определяются по формуле (274).

Чаще всего вокруг подготовительных выработок в предельное состояние переходит не только угольный пласт, но

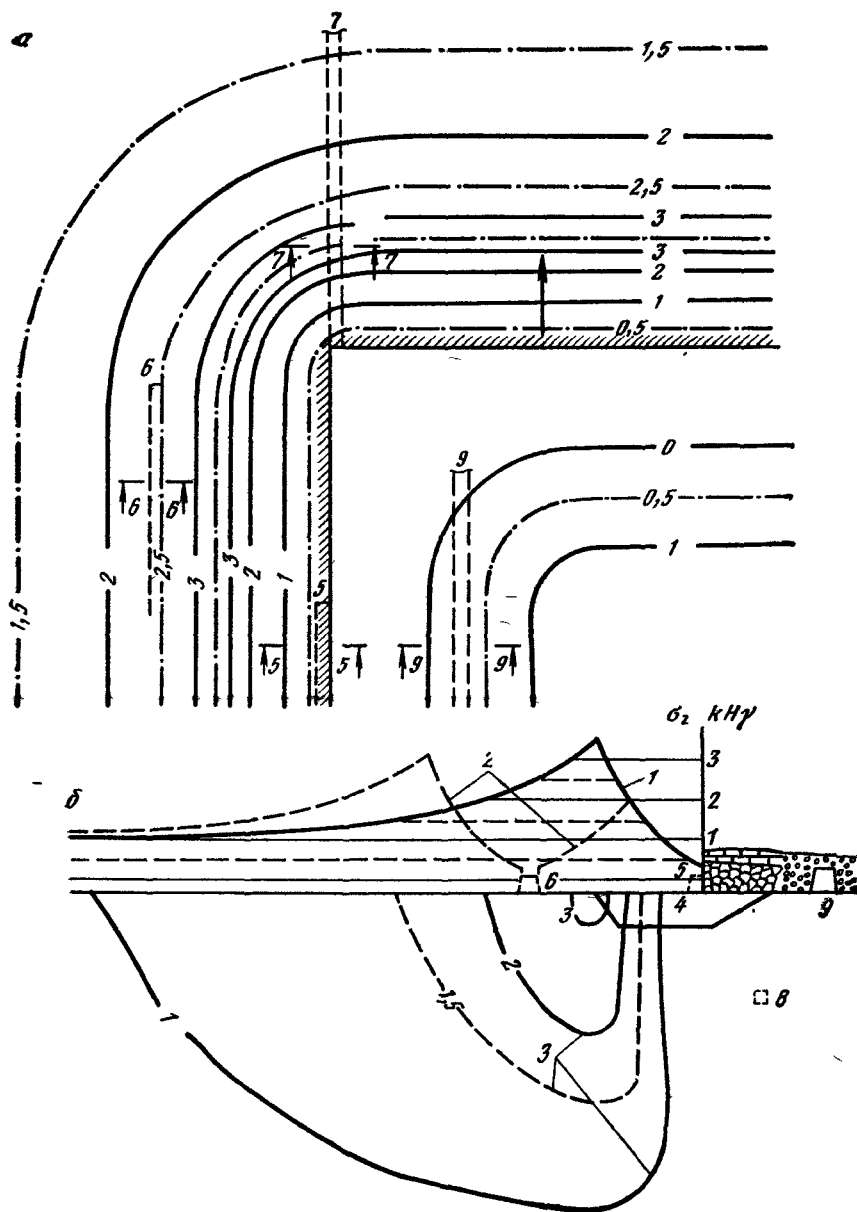


Рис. 75. Изолинии σ_y в зоне опорного давления и в зоне разгрузки (а) и разрез зоны опорного давления в сторону лежащего бока (б):

1 и 2 — эпюры напряжений σ_y соответственно при отсутствии охраняемой целиками выработки б и при наличии ее, 3 — изолинии напряжений, 4 — зона предельного состояния (при породах слабых и средней прочности), 5, 7, 9 — возможные положения пластовых и полевой б выработок

и вмещающие его породы, даже если они значительно прочнее пласта угля. Схема сетки линий скольжения для такого случая показана на рис. 74, в. В этих условиях смещения за счет конвергенции слоев пород основной кровли и почвы (не переходящих в предельное состояние) существенно меньше смещений за счет разрыхления пород в предельной зоне, которые могут превышать мощность отрабатываемого пласта.

Схемы расположения охраняемых выработок относительно очистного пространства могут быть такими же, как и в рассмотренном выше первом случае (см. рис. 75).

В связи с большой площадью зоны предельного состояния и большими смещениями почвы и кровли, в таких условиях рациональным является проведение подготовительных выработок с боковыми раскосами, которые способствуют снижению пучения (выдавливанию пород) почвы и кровли (см. рис. 74, б).

Расчет смещений контура **полевых выработок**, а также надрабатываемых и подрабатываемых выработок следует производить по **максимальным напряжениям**, которые создаются в зоне их расположения при продвижении очистного забоя. Наибольшие трудности при этом представляет учет времени действия этих максимальных напряжений, связанного со скоростью движения очистного забоя и удаленностью от разрабатываемого пласта.

Расчет предельной зоны по пределу ползучести пород, окружающих выработку, дает максимально возможные значения смещений, а расчет по **огibaющей предела прочности** дает **минимальные** величины смещений; действительные величины смещений будут находиться между этими крайними значениями.

Наиболее общим принципом расчета смещений контура подготовительных выработок является определение двух составляющих изменения объема пород в области влияния выработки: из составляющей ΔV_1 , обусловленной упругим расширением пород в области пониженной величины среднего напряжения $\sigma =$

$= \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$, и из составляющей ΔV_2 , обусловленной разрыхлением пород в предельной зоне. Средняя величина смещения контура является частным от деления приращения объема пород в зоне влияния выработки на ее периметр L :

$$u = \frac{\Delta V_1 + \Delta V_2}{L}. \quad (275)$$

Рассмотрим теперь на конкретном примере расчет смещений контура подготовительных выработок, исходя из уровня напряженности, скоростей смещений и времени нахождения выработки в условиях каждого уровня напряжений.

Возьмем полевую выработку радиусом 2 м, располагаемую на глубине 1000 м в алеволитах с характеристиками прочностности в массиве: $\sigma_0 = 600$ тс/м², $\rho = 25^\circ$, $\gamma = 2,5$ тс/м². При подработке выработки лавой максимальные напряжения в зоне ее

расположения увеличиваются до $2H\gamma$, а в зоне разгрузки уменьшаются до $0,3H\gamma$; на расстоянии 70 м за лавой напряжения стабилизируются, оставаясь на уровне $0,7H\gamma$.

Определим радиусы предельных зон в четырех точках: до влияния очистной выработки, в точках максимума и минимума напряжений и в точке выхода на стабилизированное напряженное состояние.

По формулам (271) и (272) определяем значения d для каждой точки (для $\rho=25^\circ$, $b_2=2,37$ и $c=0,68$); для удобства и наглядности запишем результаты расчета в форме таблицы (табл. 12).

Таблица 12

Номер точки	$2kH\gamma$	d	$\ln d$	$\ln r_L$	r_L	R_L	σ_{rL}	$2kH\gamma - \sigma_{rL}$	u_0 , мм	b , мм/сут
1	5 000	3,52	1,259	0,856	2,35	4,70	1270	3730	165	20
2	10 000	7,05	1,953	1,330	3,78	7,56	2720	7280	656	80
3	1 500	1,06	0,057	0,039	1,04	2,08	260	1240	15	1,8
4	3 500	2,47	0,904	0,615	1,85	3,70	1020	2480	82	10

Как видно из этой таблицы, радиус предельной зоны возрастает не прямо пропорционально уровню напряженности, а с некоторым сглаживанием отношений максимума к минимуму.

Далее проследим изменение конечных смещений контура выработок в зависимости от величины радиуса предельной зоны. Обратимся к формулам (179) и (181):

$$\left. \begin{aligned} u_1 &= \alpha \frac{1+\nu}{E} (kH\gamma - \sigma_{rL}) \frac{R_L^2}{R_0} ; \\ u_2 &= \frac{(R_L^2 - R_0^2) \Delta k_{cp}}{2R_0} ; \end{aligned} \right\} \quad (276)$$

$$u_0 = u_1 + u_2 = \frac{R_L^2}{R_0} \left[\alpha \frac{1+\nu}{E} (kH\gamma - \sigma_{rL}) + \frac{\Delta k_{cp}}{2} - \frac{R_0^2}{2R_L^2} \Delta k_{cp} \right]. \quad (277)$$

Формула (277) позволяет определить конечные смещения для различных уровней напряженности, а скорости смещений находятся в прямой зависимости от величины конечных смещений. Определим неизвестные еще радиальные напряжения на границе упругой и предельной зон, воспользовавшись формулой (173) с дополнением коэффициента концентрации напряжений:

$$\sigma_{rL} = \frac{2kH\gamma - \sigma_0}{1 + \operatorname{tg}^2 \omega} = \frac{2kH\gamma - \sigma_0}{3,47}. \quad (278)$$

Подсчитанные по этой формуле значения σ_{rL} напомним также в табл. 12. Возьмем еще табличные значения $\nu=0,4$; $E=1 \cdot 10^6$ и примем $\alpha=1,5$ и $\Delta k_{cp}=0,016$. Чтобы проследить влияние различных составляющих на величину u_0 , запишем их значения строчками:

$$u_{01}=11,0 [0,0078+0,008-0,00072]=11,0 \cdot 0,015=0,165 \text{ м};$$

$$u_{02}=28,5 [0,0153+0,008-0,00028]=28,5 \cdot 0,023=0,656 \text{ м};$$

$$u_{03}=2,15 [0,0026+0,008-0,00370]=2,15 \cdot 0,007=0,015 \text{ м};$$

$$u_{04}=6,80 [0,0052+0,008-0,00110]=6,80 \cdot 0,0121=0,082 \text{ м}.$$

Необходимо напомнить, что это значения конечных смещений породного контура выработки, а не относительного сближения боков выработки или почвы—кровли; для получения относительных сближений расчетные величины смещений контура необходимо удвоить.

Рассчитанные величины смещения контура выработок были бы достигнуты при заданном уровне напряжений в течение достаточно продолжительного времени (8—10 лет). Поскольку закон нарастания смещений нам известен

$$u_t = b \ln(1+t), \quad (279)$$

примем в этой формуле $u_t = u_0$ при $t = 10 \cdot 365$ дней, тогда

$$b = \frac{u_0}{\ln(365 \cdot 10)} = 0,122 u_0, \quad (280)$$

где t —период времени после проведения данного участка выработки, сут; b —обобщенный коэффициент, отражающий физико-механические свойства пород и другие факторы, влияющие на смещение контура сечения выработки, мм/сут; u_t —смещение контура сечения выработки через t суток после проведения данного участка выработки, мм.

Ниже приведены значения $\ln(1+t)$:

t , сут	1	2	5	10	15	30
$\ln(1+t)$. . .	0,693	1,10	1,79	2,40	2,77	3,43
t , сут	60	100	150	200	300	365
$\ln(1+t)$. . .	4,11	4,62	5,02	5,30	5,71	5,90

Эти данные позволяют определить по формуле (280) значения коэффициента b , если известны значения смещений за какой-либо период. Приближенные значения коэффициента b для пластовых выработок площадью сечения 10 м^2 при мощности пласта 2 м в зависимости от отношения $H_m/\sigma_{сж}$ приведены в табл. 13.

Запишем величины u_0 и b также в табл. 12. Заменим плавную кривую изменения σ_y (рис. 76) эквивалентными ей дискретными значениями σ_{y_1} , σ_{y_2} и σ_{y_3} .

Время нахождения выработки в зоне при $\sigma_y = H\gamma$ составляет 37 сут, а при $\sigma_y = 2H\gamma$ — 10 сут.

Величина смещения породного контура выработки за первые 37 сут вне влияния опорного давления составляет 73 мм, а за

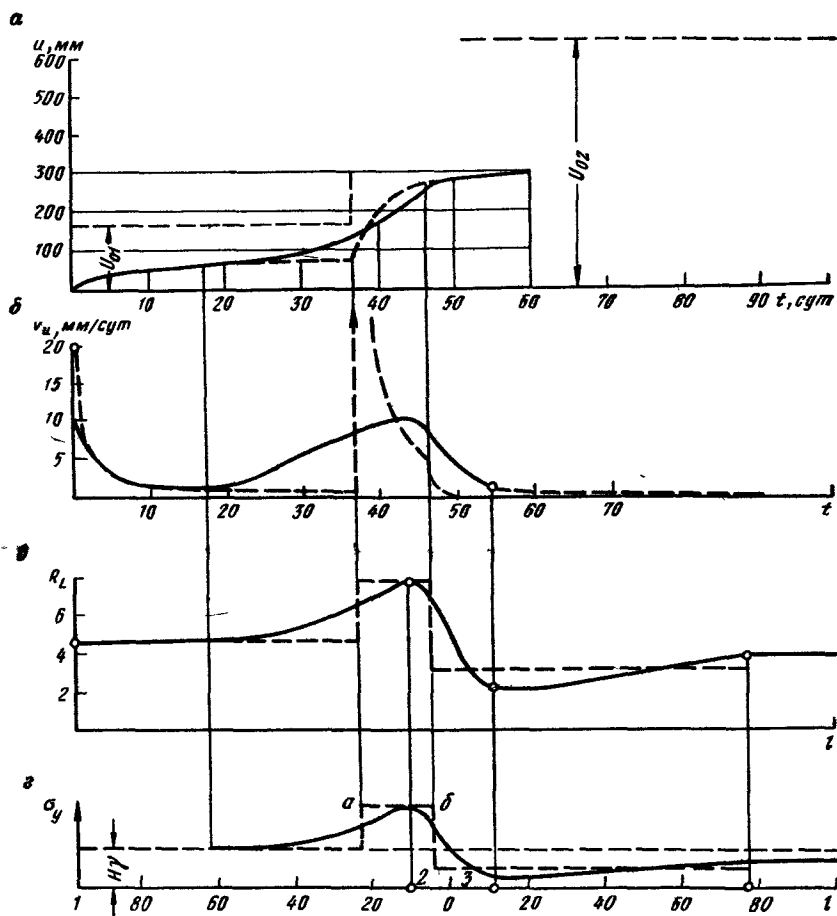


Рис. 76. Изменение напряжений σ_y (в), радиусов предельных зон R_L (б), скоростей смещений v_u (б) и величин смещений u (а) при подработке выработки

10 суток нахождения выработки в зоне опорного давления — 196 мм. Общее смещение контура выработки к моменту ее входа в зону разгрузки составит около 270 мм; дальнейшее смещение при нахождении выработки в разгруженной зоне будет несущественным.

На рис. 76 показано изменение σ_y , R_L , v_u в зависимости от расположения отдельных участков выработки относительно подрабатывающего очистного забоя и собственно забоя полевого штрека. Как видно из рисунка, соотношения максимумов и минимумов σ_y , R_L и v_u существенно отличаются, хотя положения экстремальных точек относительно подрабатывающего забоя и совпадают. Все это вызывает необходимость определения смещения не по каким-либо косвенным показателям, а непосредственно путем аналитического расчета, хотя при этом и невозможно избежать некоторых допущений, как, например, продолжительность действия повышенных напряжений в зоне опорного

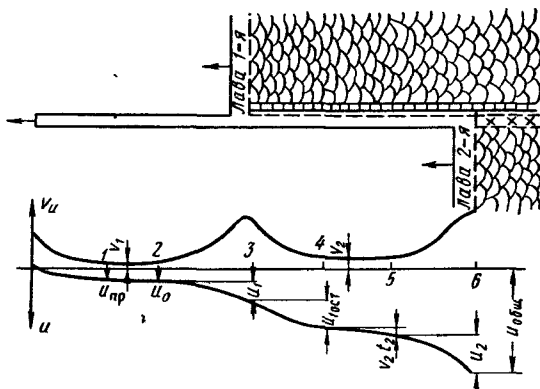


Рис. 77. Схема расположения лав и график относительных смещений почвы—кровли при бесцеликовом поддержании подготовительной выработки

давления и их величину вместо плавной кривой $\sigma_y = f(l)$ придется заменить прямолинейным отрезком ab (рис. 76, z).

Этот пример является лишь иллюстрацией последовательности выполнения расчетов при определении смещения контура сечения выработки при различных режимах (уровнях) напряжений в зонах, через которые она проходит.

В табл. 13 и 14 даны приближенные значения относительных смещений почвы—кровли для следующих условий: 1) при проведении подготовительных выработок по пласту впереди очистного забоя; 2) при поддержании этих выработок на границе выработанного пространства за первой лавой и при подходе второй и 3) при проведении выработок по пласту вприсечку к выработанному пространству. Эти данные установлены путем обобщения результатов натурных наблюдений для пластовых выработок при мощности пласта 2 м и сечении выработок 10 м^2 ; обозначения $u_{пр}$, u_1 , $u_{ост}$, u_2 даны на рис. 77.

Смещение $u_{пр}$ принято за 2 месяца после проведения данного участка выработки; далее считается смещение

Таблица 13

Показатели	Значения показателей при отношении $H_M/\sigma_{сж}$								Номер кривой на рис. 78
	0,5	1	2	3	4	6	8	10	
Коэффициент b	2,92	26,2	84,6	134,2	160,5	192,6	213,0	224,6	1
Смещение за первые 2 мес, мм:									
в целике . . .	10	90	290	460	550	660	730	770	2
вприсечку . . .	90	150	270	340	400	480	—	—	3
Средняя скорость смещения, мм/мес:									
в целике . . .	2	5	10	18	25	40	45	—	4
на границе выработанного пространства .	—	45	60	75	90	120	—	—	5
Смещение u_1 , мм:									
в целике . . .	140	360	680	830	910	990	1080	1080	6
вприсечку . . .	50	160	350	430	500	530	—	—	7
Смещение $u_{ост}$ за 2 мес после проведения первой лавы, мм .	60	150	300	400	500	630	700	—	8

Таблица 14

Глубина H , м	Относительные смещения u_2 (мм) при $\sigma_{сж}$, кгс/см ²								
	50	100	150	200	300	400	500	600	800
50	100	20	—	—	—	—	—	—	—
100	280	200	100	50	—	—	—	—	—
150	450	350	250	200	100	50	30	—	—
200	630	500	400	350	240	150	110	70	50
300	940	820	730	660	490	380	210	150	130
400	1200	1100	1000	920	740	490	310	250	160
600	—	—	—	—	1120	840	500	350	240
800	—	—	—	—	—	1090	700	450	280
1000	—	—	—	—	—	—	840	560	340

Примечание. Табл. 13 и 14 составлены на основе материалов «Единых указаний по охране, поддержанию и рациональному расположению подготовительных выработок на шахтах СССР», составленных ВНИМИ под руководством Н. П. Важина.

с установившейся скоростью до начала влияния приближающегося очистного забоя; среднюю скорость смещения можно определить по формуле

$$v = \frac{b \ln(1 + 30t) - u_{пр}}{t_2 - 2}, \text{ мм/мес,} \quad (281)$$

где b — коэффициент, берется из табл. 13; t — период времени после проведения данного участка выработки, мес; $u_{пр}$ — смещение за первые 2 мес; t_2 — период времени до влияния очистного забоя, мес.

По табл. 13 и 14 и рис. 78 можно определить величину смещений и при других значениях мощности отрабатываемого пласта и другой площади сечения выработки, умножив данные таблиц на коэффициенты k_m и k_s , определяемые по формулам:

$$k_s = 0,315 \sqrt{S}; \quad k_m = 0,34 + 0,33m. \quad (282)$$

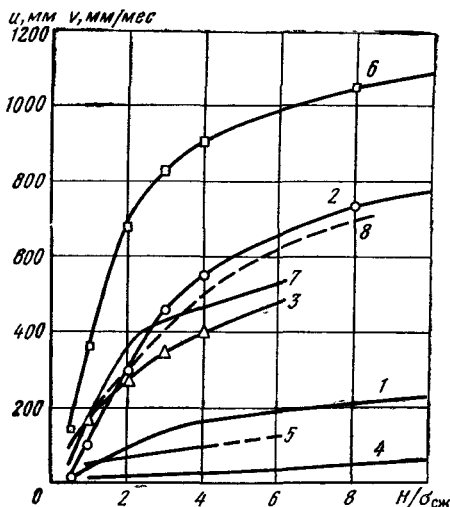


Рис. 78. Графики скоростей и величин относительных смещений почвы—кровли подготовительных выработок:

1 — изменение коэффициента b ; 2 — $u_{пр}$ — смещения впереди лавы за 2 мес после проведения; 3 — то же, при проходке вприсечку к выработанному пространству; 4, 5 — графики средних скоростей смещений через 2 мес после проведения выработки вне влияния лавы при проведении выработки в массиве и вприсечку; 6 — u_1 — смещение в зоне влияния лавы; 7 — то же, при проведении выработки в массиве и вприсечку; 8 — смещение ($u_{ост}$) за 2 мес в зоне остаточного опорного давления

Рассмотрим пример определения относительных смещений почвы—кровли подготовительной выработки для следующих условий: $H=800$ м; $\sigma_{см}=400$ кгс/см²; $m=1,5$ м; $S=12$ м². До влияния первого очистного забоя выработка прослужила в течение 12 мес, а между окончанием влияния первой лавы (2 месяца после прохода лавы) и началом влияния второй лавы — 6 мес. Общее смещение $u_{общ}$ (см. рис. 77) на линии забоя второй лавы складывается из следующих составляющих:

$$u_{общ} = [u_{пр} + v_1(t_1 - 2) + u_1 + u_{ост} + v_2 t_2 + u_2] k_m k_s.$$

Определим каждое из составляющих при $H/\sigma_{сж}=2$ по табл. 13 и 14; вычислим также коэффициенты: $k_m=0,835$; $k_s=1,1$.

$$u_{\text{общ}} = [290 + 10(12 - 2) + 680 + 300 + 60 \cdot 6 + 1090] \cdot 0,835 \cdot 1,1 = 2596 \text{ мм.}$$

Из этой величины к моменту приближения первой лавы относительное смещение почвы—кровли составит 986 мм, т. е. будет находиться в пределах допустимого безремонтного относительного смещения; для второй лавы потребуется перекрепление выработки, но, по-видимому, было бы более целесообразным уже в этих условиях проведение выработки с двусторонней раскоской (широким ходом).

§ 5. Об условиях безремонтного поддержания подготовительных выработок

При проведении горных разработок на малых и средних глубинах укоренился термин «охрана подготовительных выработок», когда их безремонтное поддержание обеспечивалось

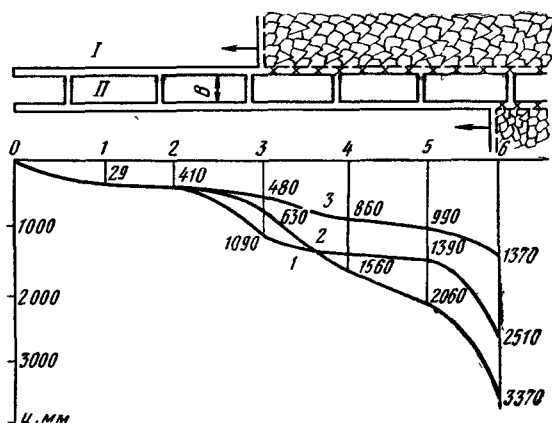


Рис. 79. Графики относительных смещений почвы—кровли при поддержании выработок:

1 — без целика; 2 и 3 — под «защитой» целика шириной 10 и 50 м

главным образом оставлением целиков. В настоящее время (при больших глубинах разработок) безремонтное поддержание выработок целиками практически оказывается невозможным даже при оставлении довольно широких целиков. Например, при отношении $H/\sigma_{сж}=2$ и ширине целика 50 м $u_{\text{общ}}=1370$ мм (рис. 79).

В условиях больших глубин было бы правильнее говорить не об охране выработок, а об условиях их безремонтного поддержания.

Поскольку главной целью безремонтного поддержания подготовительных выработок является уменьшение смещений их контура, зависящих от уровня напряженности массива, вполне естественно, что **первым и основным условием безремонтного поддержания выработок** является их расположение в зонах наименьших напряжений (в подработанных и надработанных зонах), проведение по выработанному пространству — все это можно назвать наиболее эффективной **первой группой условий безремонтного поддержания подготовительных выработок**.

Второй группой условий безремонтного поддержания выработок являются такие, которые ставят своей целью искусственное снижение напряжений в окрестности выработок; к ним относятся: проведение выработок с двусторонними раскосами, заполненными породой («охрана» бутовыми полосами); бурение в бока выработок глубоких скважин большого диаметра; камуфлетное взрывание скважин в боках выработок; нагнетание воды в бока выработок.

Третьей группой условий безремонтного поддержания выработок является их поддержание на границе выработанного пространства путем «удержания» кровли кострами, органическими рядами, железобетонными тумбами и бутовыми полосами (односторонними), а также проведение выработок вприсечку к выработанному пространству.

К четвертой группе можно отнести искусственно создаваемые условия поддержания выработок, направленные на упрочнение окружающего выработки массива горных пород: смолизация, упрочнение штангами.

К пятой группе в условиях глубоких шахт необходимо отнести наиболее распространенные до настоящего времени условия поддержания выработок целиками.

В настоящее время в литературе по горному делу достаточно широко освещена большая часть перечисленных условий поддержания, или «способов охраны», подготовительных выработок.

Проведение выработок по выработанному пространству оказывается наиболее эффективным при расположении выработок в зоне зависания пород (под краевой частью мульды сдвижения) в пределах не более 40 м от границы выработанного пространства. В этой зоне выработка практически испытывает давление только веса пород в пределах свода обрушения; однако и в этом случае лучшие условия поддержания выработки создаются через определенный период после проведения очистных работ. Если выработка проводится вслед очистному забою, то необходимо придавать крепи податливость, равную величине дополнительного опускания кровли за время службы выработки. Этот способ с течением времени на глубоких шахтах будет занимать

все больший удельный вес. Для механизированного проведения подготовительных выработок по выработанному пространству возможно потребуются предварительная цементация обрушенных пород кровли очистных выработок.

Вторая группа условий нуждается в обосновании необходимой ширины зоны, в которой должны быть снижены напряжения до такого уровня, при котором слабые породы, окружающие выработку, смещаются в допустимых пределах.

Условия выпучивания основания всякого рода целиков изложены в главе V (аналогичны этому и условия выпучивания основания и кровли краевых частей пласта). В этой главе показано, что выпучиванию могут подвергаться не только слабые породы, но и породы достаточно прочные — решающую роль в этом процессе играет общая напряженность пород и соотношение величин прочности пласта, по которому проводится выработка, и боковых пород. Например, на глубине 1000 м по угольному пласту мощностью 1,5 м и прочностью в массиве 200 тс/м² проведена выработка, охраняемая целиком шириной 30 м. Вмещающие породы (непосредственная почва и кровля) представлены аргиллитами прочностью на сжатие в массиве 400 тс/м², мощностью по 3 м; угол внутреннего трения угля и аргиллитов одинаков и равен 25°, угол внутреннего трения по контактам $\rho' = 10^\circ$. Основная почва и кровля представлены прочными песчаниками $\sigma_{сж} = 400$ тс/м², $\rho = 35^\circ$. Подсчитанные по формуле (41) значения a для угля и вмещающих пород соответственно равны 137 и 274 тс/м². Исходные приведенные напряжения угля и вмещающих пород соответственно будут равны $\sigma_{уг}^* = 337$ тс/м² и $\sigma_{пр}^* = 674$ тс/м².

В краевой части целика в предельное напряженное состояние вначале будет переходить только уголь; эпюра напряжений по средней линии пласта, рассчитанная по формуле (108), на графике (рис. 80) показана линией 1.

Определим по формуле (119) напряжение, при котором в предельное состояние переходят и вмещающие породы,

$$\sigma_1 = 400(1 + \operatorname{tg}^2 57^\circ 30') = 1390 \text{ тс/м}^2.$$

Такое напряжение в угольном целике достигает на расстоянии $x = 2,67$ м.

Эта величина определяется по формуле

$$x = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{\sigma_1 + a}{\sigma_{уг}^*} \right) m \operatorname{ctg}^2 \omega \operatorname{ctg} \rho',$$

$$\text{где } \omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}.$$

За этим краевым участком пласт будет переходить в предельное напряженное состояние вместе с вмещающими слоями

слабых пород (аргиллитов). Напряжение на этом участке будет определяться по формуле

$$\sigma_1 = 1664e^{2 \frac{x-2,67}{7,5} \cdot 0,434} - 243 = 1664e^{0,115(x-2,67)} - 243,$$

где $a=243$ является средневзвешенной величиной для угля и деформируемых пород.

В средней части целика при $x=15$ м напряжение достигнет 6380 тс/м^2 (при $x=10,1$ м $\sigma_1=3470 \text{ тс/м}^2$).

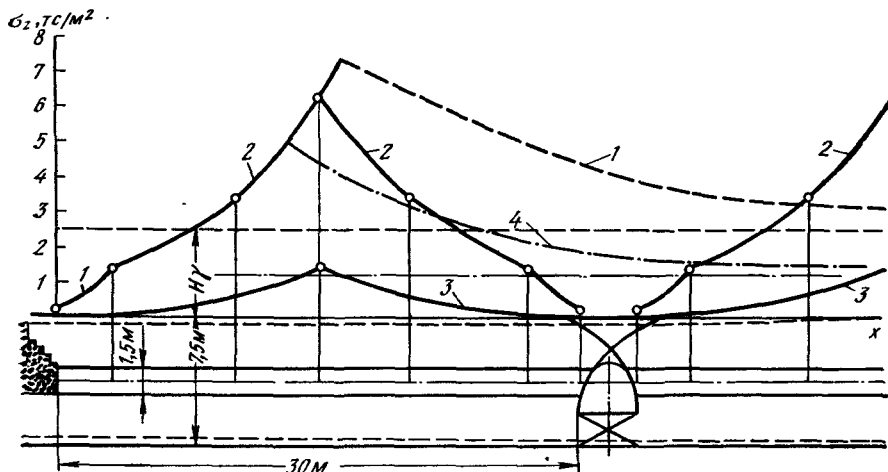


Рис. 80. Эпюры напряжений:

1 — в зоне остаточного опорного давления; 2 — в целике после проведения выработки; 3 — в целике, разрушенном камуфлетными взрывами; 4 — остаточное опорное давление при глубине 500 м

Чтобы не допустить разрушения и выпирания в выработку вмещающих пород, необходимо разрушить угольных пласт бурением скважин большого диаметра или камуфлетными взрывами до такого состояния, чтобы средняя величина остаточной прочности была не более $0,2 \text{ тс/м}^2$; при такой прочности пласта даже в средней части целика не возникает предельного состояния боковых пород. Остаточная прочность пласта определяется из условия предельной величины напряжения σ_1 , разрушающего боковые породы (в данном примере $\sigma_{1пр}=1390 \text{ тс/м}^2$):

$$1390 = \sigma' e^{2 \frac{15}{1,5} \text{tg}^2 \omega \text{tg} \rho'} - a';$$

$$\ln \frac{1390 + a'}{\sigma'} = 2 \frac{15}{1,5} 2,47 \cdot 0,176 = 8,66;$$

$$\sigma' = 1,68 \sigma_0; \quad \sigma_0 = 0,2 \text{ тс/м}^2.$$

Как видно из этого расчета, чтобы предотвратить выпучивание боковых пород, угольный пласт в целике и со стороны массива при данном соотношении прочности пласта и вмещающих пород должен быть разрушен до остаточной прочности $0,2 \text{ тс/м}^2$, т. е., по существу, должен быть полностью разрушен.

На рис. 80 показаны эпюры удельных нагрузок по средней линии пласта.

При разрушенном угле вмещающие породы не переходят в предельное напряженное состояние. При большей прочности вмещающих пород, естественно, и остаточная прочность пласта должна быть больше.

Необходимо отметить, что при бурении разгрузочных скважин или проведении камуфлетных взрывов извлекается значительный объем угля, который при обычном разрушении пласта горным давлением выпучивался бы в выработку, деформируя ее крепь. Приведенным расчетом показана необходимость искусственного разрушения целика, если выработка на большой глубине охраняется целиком. После разрушения целик воспринимает лишь небольшую часть нагрузки веса пород и максимум опорного давления переносится за выработку. В таком случае целик служит подобно бутовой полосе и создает лишь излишние потери угля.

Проведение выработок вприсечку к выработанному пространству, обеспечивающее их безремонтное поддержание (при относительных смещениях не более 1200 мм), возможно только при соотношении глубины разработки и прочности пород (в образце в кгс/см^2) не более 2,5 (табл. 13 и графики 2, 4 на рис. 78). Необходимо еще отметить, что выработки вприсечку к выработанному пространству можно проводить лишь через 3—4 мес после очистных работ на данном участке, когда краевая часть пласта и боковые породы будут в достаточной степени подвергнуты пластическим деформациям, а напряжения в зоне проведения выработки (вприсечку) будут снижены до такой величины, при которой выпучивание пород (и угля) в выработку будет незначительным.

Безремонтное поддержание выработок на границе очистного выработанного пространства возможно при соотношении $H/\sigma_{сж}$ не более 1,2 при минимальном отставании второй лавы от первой, так как скорость относительных смещений на границе выработанного пространства достигает 50 мм/мес (см. график 4 на рис. 78).

При соотношении глубины и прочности пород менее 1,2 в зоне предельного состояния пласта не возникает предельного состояния вмещающих пород. В этом случае относительные смещения пород почвы—кровли определяются только сжатием пласта. Несущая способность поддерживающих элементов не может существенно повлиять на величину сближения вмещающих пород, так как оно задается изгибом и смещением всей на-

легающей толщии пород. Напротив, при очень жестких ограждающих тумбах может происходить разрушение над ними даже очень прочной кровли, ее выкрошивание и «обыгрывание» тумб.

При соотношении $H/\sigma_{сж} > 1,2$ и поддержании выработки на границе (очистного) выработанного пространства смещения превысят 1200 мм и понадобится перекрепление выработки. В таких случаях, по-видимому, целесообразнее проводить выработки широким ходом (с двусторонними раскосами). Необходимо отметить, что охрана выработок на границе выработанного пространства односторонней бутовой полосой или другими ограждениями (железобетонными тумбами, органичными кустами или кострами) не может предотвратить выдавливание пород из-под краевой части пласта в тех случаях, когда соотношение глубины и прочности пород (в образце) разработок становится более 1,2.

Упрочнение пород вокруг подготовительных выработок целесообразно производить только штангами. Невозможно избежать деформирования, разрушения и больших смещений пород вокруг подготовительных выработок, располагаемых в зоне опорного давления. Поэтому всякое упрочнение приведет только к росту концентрации напряжений до такой величины, которая необходима для разрушения такой породы

Упрочнение пород вокруг выработок штангами не придает им большой жесткости; штанги не препятствуют смещениям пород, а уменьшают их. Несущая способность пород, упрочненных штангами, возрастает в соответствии с зависимостью (141)

$$\sigma_{\theta} = \sigma^* r^{2 \operatorname{tg} \omega \operatorname{tg} \rho} - a, \quad (283)$$

где σ^* — приведенное напряжение на контуре выработки, которое зависит от прочности пород (при больших смещениях — остаточной прочности) и несущей способности крепи;

$$\sigma^* = \sigma_0 + P \operatorname{tg}^2 \omega + a,$$

где P — несущая способность крепи, в том числе и штанговой;

$$\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2};$$

$$a = \frac{1}{2} \sigma_0 (\csc \rho - 1).$$

Например, при угле внутреннего трения угля $\rho = 35^\circ$ и остаточной прочности 20 тс/м², несущей способности обычной податливой замкнутой крепи из спецпрофиля 20 тс/м² и штанговой крепи интенсивностью 5 тс/м² величина σ^* будет возрастать в 1,22 раза при наличии штанговой крепи. В такой же степени будут возрастать и окружные напряжения и соответственно этому будут сокращаться зоны предельного состояния и значение

смещения. Влияние штанговой крепи становится существенным при более хрупких породах, когда остаточная прочность низка.

При безремонтном поддержании пластовых выработок целиками на больших глубинах их ширина должна быть нерационально большой. На рис. 79 приведен лишь один пример, иллюстрирующий необходимую ширину целика: при отношении $H/\sigma_{сж}=2$ для одной лавы смещения составляют 1090 мм, а при поддержании выработки на границе выработанного пространства на линии второй лавы общие относительные смещения достигли бы 2510 мм (кривая 1 на рис. 79). При охране подготовительной выработки целиком шириной 10 м общие смещения на линии второй лавы составили бы 3370 мм, т. е. в 1,34 раза больше, чем при поддержании на границе выработанного пространства, а при ширине целика 50 м они были бы равны 1370 мм, т. е. в этих условиях даже целик шириной 50 м оказывается недостаточным для безремонтного поддержания выработки.

Еще более нерациональна охрана выработок целиками при отработке свит пластов или слоевой отработке мощных пластов, когда происходит наложение зон опорного давления от различных пластов или слоев. В этих условиях безремонтное поддержание подготовительных выработок оказывается возможным только при полном исключении каких-либо целиков. При разработке технологических схем очистных и подготовительных работ для глубоких горизонтов угольных шахт необходимо исходить из бесцеликовых схем.

§ 6. Сопоставление рассчитанных и наблюдаемых смещений

Сопоставление результатов аналитического расчета смещений контура сечений выработок с данными натурных наблюдений показывает их достаточно хорошую сходимость. Рассмотрим ряд примеров.

Пример 1. В рассмотренном ранее примере аналитического определения смещений контура сечения полевой выработки, пройденной в алеврелитах прочностью 600 тс/м^2 (или в образце прочностью 200 кгс/см^2) на глубине 1000 м и попавшей через 37 сут после проведения в зону опорного давления с коэффициентом концентраций напряжений, равным 2, при влиянии опорного давления в течение 10 сут относительное смещение контура составило за 37 дней до влияния опорного давления 146 мм, а после прохода подрабатывающей (надрабатывающей) лавы $u_{\text{общ}}$ составило 540 мм (необходимо еще раз обратить внимание, что при аналитическом расчете продолжительность влияния различных уровней напряженности массива, как показано на рис. 76, берется не по непрерывному нарастанию напряжений, а по их дискретным значениям с таким расчетом, чтобы площади, ограниченные плавной кривой и ступенчатой, были равновеликими).

Определим относительные смещения, воспользовавшись данными табл. 13 и коэффициентами $k_m=0,34$ и $k_s=1,05$. Возьмем табличные значения b , равные соответственно 178 и 225 при $H/\sigma_{сж}=5$ и 2 $H/\sigma_{сж}=10$. Условная продолжительность влияния первого этапа (см. рис. 76, а и г) составляет 37 сут, а второго — 14 сут.

$$u_{\text{общ}} = (178 \ln 38 + 225 \ln 11) k_m k_s = 425 \text{ мм.}$$

Разность между аналитически рассчитанным (540 мм) и натурным (425 мм) значениями составила 115 мм, или 22%. Необходимо отметить, что погрешность получилась за счет второй

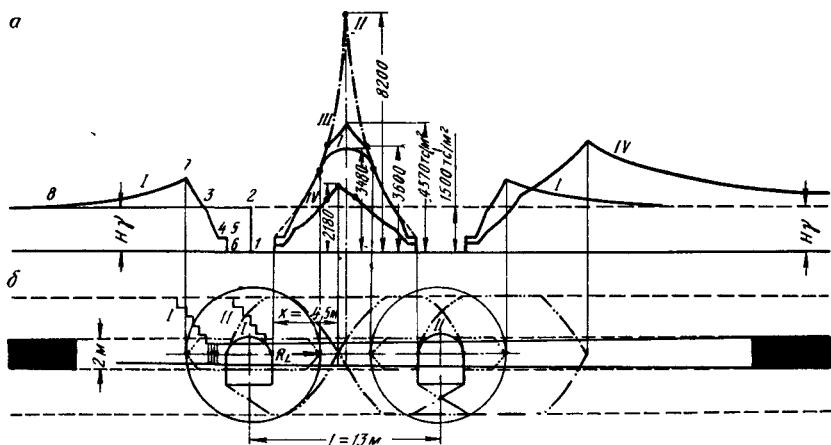


Рис. 81. Схема к расчету зоны предельного состояния вокруг подготовительных выработок

ступени напряжений (в зоне опорного давления), что, по-видимому, связано с завышенным коэффициентом разрыхления в зоне предельного состояния пород.

Пример 2. Произведем аналитический расчет смещений контура сечения двух выработок (рис. 81) для следующих условий: $H=600$ м; $\gamma=2,5$ тс/м³; $\sigma_{сж}=300$ кгс/см²; коэффициент структурного ослабления $\lambda=0,3$; $\sigma'_0=3000 \cdot 0,3=900$ тс/м²; $\rho=30^\circ$; $m=2$ м; $S=10$ м²; прочность угольного пласта в массиве $\sigma_0=2000 \cdot 0,2=400$ тс/м²; угол внутреннего трения угольного пласта, так же как и у вмещающих пород, $\rho=30^\circ$, а по контактам пласта с вмещающими породами $\rho'=10^\circ$. Первая выработка служит только для одной лавы, а вторая, пройденная параллельно первой в 10 м, попадает в зону остаточного опорного давления от первой лавы, а затем в зону опорного давления от второй лавы.

Определим сначала максимальные напряжения в середине целика при неограниченной прочности вмещающих пород по формуле (108)

$$\sigma_{1\max} = (\sigma_0 + a) e^{\frac{2x}{m} \operatorname{tg}^2 \omega \operatorname{tg} \rho'} - a.$$

При $\sigma_0 = 400$ тс/м², $a = 200$ тс/м², $x = 5$ м, $\omega = 61^\circ$, $\rho' = 10^\circ$

$$\begin{aligned} \sigma_{1\max} &= 600e^{5 \cdot 3 \cdot 0,176} - 200 = 600e^{2,64} - 200 = 600 \cdot 14 - \\ &- 200 = 8200 \text{ тс/м}^2. \end{aligned}$$

По условию выпучивания вмещающих пород (основания и кровли) в заданных условиях напряжение σ_1 составит

$$\sigma_1 = \sigma_0' (1 + \operatorname{tg}^2 \omega) = 3600 \text{ тс/м}^2.$$

Определим еще напряжения σ_1 при $x = 3$ м, чтобы можно было построить эпюру напряжений по средней линии целика,

$$\begin{aligned} \sigma_1|_{x=3} &= 600e^{3 \cdot 3 \cdot 0,176} - 200 = 600e^{1,582} - 200 = 600 \cdot 4,86 - 200 = \\ &= 2720 \text{ тс/м}^2. \end{aligned}$$

Исходя из общего веса массива, приходящегося на целик, определяемого как произведение $\gamma LH = 20100$ тс, максимальное напряжение σ_1 в середине целика составит 3480 тс/м², т. е. в средней части целика напряжение не достигнет предельной величины по условию выдавливания основания (3600 тс/м²). Таким образом, эпюра напряжений I по средней линии целика при $\sigma_{\max} = 3480$ тс/м² вне влияния очистных выработок показывает, что средняя часть целика шириной 3,5 м остается в упругом состоянии; эпюра II при $\sigma_{\max} = 8200$ тс/м² выражает возможные напряжения по средней линии целика при прочности вмещающих пород в массиве более 2000 тс/м² (более 700—800 кгс/см² в образце).

Эпюры I напряжений по средней линии пласта вблизи выработки с противоположной от целика стороны определены исходя из равенства площадей фигур $S_{1, 2, 3, 4, 5, 6} = S_{3, 7, 8}$; значение $\sigma_{\max}$ на границе предельной и упругой зон получилось равным 2500 тс/м².

Таким образом, вне влияния очистных работ вокруг выработок в предельном состоянии находится краевая часть целика шириной по 3,25 м у каждой выработки и краевая часть пласта шириной 2,8 м с противоположной стороны от целика (предельные зоны пласта на рис. 81 околтурены пунктиром с двумя точками); вмещающие породы находятся в упругом состоянии и относительные смещения почвы—кровли в данных условиях происходят только за счет упругого расширения пород, вызванного снижением радиальных напряжений вокруг выработки. Ширина зоны снижения радиальных напряжений в почве и кровле на-

ходится в прямой зависимости от ширины этой зоны по пласту. Изолинии радиальных напряжений примем в форме окружностей как для одиночной выработки в однородных породах, тогда в почве и кровле на расстоянии $R_L = 4,7$ м радиальные напряжения составят 500 тс/м^2 , а смещения почвы и кровли u_1 за счет упругого деформирования пород за пределами R_L определятся по формуле (179)

$$u_1 = \frac{R_L}{R_0} \alpha \frac{1+\nu}{E} (H\gamma - \sigma_{r_L}) R_L.$$

Примем упругие константы равными: $E = 1 \cdot 10^5$; $\nu = 0,3$; $\alpha = 1,5$. После подстановки этих значений получим

$$u_1 = \frac{4,7}{1,7} 1,5 \frac{1+0,3}{1 \cdot 10^5} (1500 - 500) 4,7 = 0,254 \text{ м.}$$

Учитывая, что рассчитанные таким образом смещения связаны с конечными параметрами зоны предельного состояния по угольному пласту, развиваемой постепенно, примем логарифмическую зависимость нарастания u_t

$$u_t = b \ln(1+t),$$

$$b = \frac{u_0}{\ln(1+t_0)};$$

$$u_t = \frac{u_0}{\ln(1+t_0)} \ln(1+t),$$

где u_0 — смещения ко времени окончания процесса деформирования $t = 3$ года: u_t — смещение за 2 мес.

Таким образом, смещение u_1 за 2 мес. составит

$$u_{1t} = \frac{0,254}{\ln(1+365 \cdot 3)} \ln(1+60) = 0,254 \frac{4 \cdot 11}{7,00} = 0,149 \text{ м.}$$

Смещение u_{2t} за счет упругого расширения пород в пределах зоны, ограниченной радиусом R_L , можно определить приблизительно

$$u_2 = \frac{4,70 - 1,70}{E} \cdot \frac{1}{2} (H\gamma + \sigma_{r_L})^a;$$

$$u_2 = \frac{3}{1 \cdot 10^5} 10^3 \cdot 1,5 = 0,045; \quad u_{2t} = 0,045 \frac{4 \cdot 11}{7,00} = 0,026 \text{ м.}$$

Общее относительное смещение почвы—кровли через 2 мес после проведения выработки составит

$$u_{\text{пр}} = 2(u_{1t} + u_{2t}) = 0,35 \text{ м.}$$

В табл. 13 для этих условий дана величина $u_{\text{пр}} = 290$ мм. Таким образом, и в этом случае расчетная величина на 17% больше величины, полученной в результате обобщения

фактических данных. Следует отметить, что фактические данные наблюдаемых смещений должны быть меньше расчетных, так как до закладки станций наблюдения уже происходит некоторая часть смещений в результате развития деформации впереди забоя.

Скорость относительных смещений через 2 мес после проведения выработки составит

$$v = \frac{b [\ln(1 + 30 \cdot 10) - \ln(1 + 30 \cdot 2)]}{10} = \frac{350}{7} \cdot \frac{(5.71 - 4.11)}{10} = 15 \text{ мм/мес.}$$

Скорость по табл. 13 составила 10 мм/мес, а по графику (линия 4 на рис. 78), где значения более достоверны — 13 мм/мес; снова аналитически рассчитанная величина оказалась на 13% больше наблюдаемой.

Продолжим рассмотрение этого примера для второй выработки, когда она попадает в зону опорного давления первой лавы при коэффициенте концентрации напряжений в зоне опорного давления, равном 2,5.

В зоне опорного давления целик шириной 10 м полностью перейдет в предельное напряженное состояние. Учитывая, что предельные напряжения, при которых вмещающие породы также переходят в предельное состояние, значительно меньше возможных максимальных напряжений в средней части целика (3600 тс/м^2 против 8200 тс/м^2), предельные напряжения необходимо рассчитывать с учетом предельного состояния пласта вместе с вмещающими его породами. Для расчета необходимо знать геологический разрез и прочность подстилающих пород и кровли, а также необходимо знать среднюю величину коэффициента разрыхления и величину остаточной прочности пород в зоне предельного (а также запредельного) состояния. В нашем примере примем вначале мощность слоев слабых пород ($\sigma_{сж} = 300 \text{ кгс/см}^2$) по 3 м в почве и кровле. Средневзвешенная прочность в массиве (2 м пласта угля и 6 м пород) составит

$$\sigma_{ср} = \frac{2 \cdot 400 + 6 \cdot 900}{8} = 775 \text{ тс/м}^2.$$

Угол внутреннего трения остается равным 30° ; для упрощения решения примем угол внутреннего трения между слабыми и прочными породами равным 10° . При таких условиях в центральной части целика напряжение σ_1 достигает 4570 тс/м^2 (эпюра III на рис. 81, а). Необходимо отметить также, что в зоне остаточного опорного давления (когда с внешней стороны штрека I пласт будет выработан) эпюра нагрузок на целик будет асимметричной — максимум напряжения σ_1 сместится в сторону очистного выработанного пространства, что обусловливается защемлением пласта [64] со стороны выработанного пространства. В главе V было показано, что половина угла

сближения почвы и кровли $\left(\frac{1}{2} \alpha\right)$ должна добавляться к углу внутреннего трения по контактам между слоями со стороны заземления пласта (а также и всей пачки пород, перешедших в предельное состояние), а с противоположной стороны целика, обращенной в сторону невыработанного поля, угол внутреннего трения по контактам предельной зоны с прочными породами уменьшается на $\frac{1}{2} \alpha$. Это важно подчеркнуть потому, что сме-

ещение максимума напряжений в сторону штрека *I* увеличивает объем пород, находящихся в предельном состоянии и сдвигающихся в сторону штрека *II*, охраняемого целиком. Вследствие этого при полностью разрушенном целике смещение контура сечения штрека *II*, охраняемого целиком, оказывается больше смещений контура сечения штрека *I*, поддерживаемого на границе выработанного пространства, что отражено на рис. 79 кривыми 1 и 2 в зоне остаточного опорного давления, показывающими смещения в штреках *I* и *II*. На этом рисунке кривой 3 показаны смещения контура сечения штрека *II* при ширине целика 50 м, когда он не весь переходит в предельное напряженное состояние. Необходимо отметить еще один фактор, способствующий уменьшению смещений контура сечения штрека *I* в зоне остаточного опорного давления, — это отсутствие выдавливания пород со стороны выработанного пространства.

Произведем расчет напряжений и смещений контура сечения штрека *II* при условиях полного разрушения целика и боковых пород по 3 м в почве и кровле с потерей 50% прочности (угол внутреннего трения пород и угля по-прежнему остается 30°); заземления пород, находящихся в предельном состоянии, со стороны выработанного пространства $\left(\frac{1}{2} \alpha = 1^\circ\right)$ и уменьшения угла ρ' на такую же величину (1°) в сторону выработки *II*; $\sigma_{cp} = 390$ тс/м²; $\alpha = 195$ тс/м², мощность зоны предельного состояния 8 м; расстояния до точки σ_{1max} со стороны первой выработки x , м, а со стороны второй $(10 - x)$, м.

Составим уравнение для σ_{1max} , учитывая их равенство при расчете со стороны выработок *I* и *II*:

$$\begin{aligned} \sigma_{1max} + 195 &= (\sigma_{cp} + 195) e^{\frac{2x}{8} \operatorname{tg}^2 60^\circ \operatorname{tg} (10 + 1^\circ)} = \\ &= (\sigma_{cp} + 195) e^{\frac{2(10-x)}{8} \operatorname{tg}^2 60^\circ \operatorname{tg} (10 - 1^\circ)} \end{aligned}$$

Определим сначала x , исходя из равенства показателей экспонент:

$$\frac{2x}{8} \operatorname{tg}^2 60^\circ \operatorname{tg} 11^\circ = \frac{2(10-x)}{8} \operatorname{tg}^2 60^\circ \operatorname{tg} 9^\circ;$$

$$0,194x = (10 - x)0,158; \quad 0,352x = 1,58; \quad x = 4,50.$$

Величина $\sigma_{1\max}$ будет равна 2180 тс/м².

Далее рассчитаем эпюру напряжений по средней линии пласта с внешней стороны выработки II также при условии частичного разрушения пласта и вмещающих пород и коэффициенте концентрации напряжений в зоне опорного давления, равном 2,5 (следовательно, $\sigma_{1\max}$ в зоне опорного давления составит $1500 \cdot 2,5 = 3750$ тс/м²). На расстоянии $x_1 = 3,7$ м $\sigma_1 = 1800$ тс/м².

Расстояние x_2 до $\sigma_{1\max}$ определим из условия

$$3750 = (1800 + 195)e^{\frac{2(x_2 - 3,7)}{8} \operatorname{tg} 60^\circ \operatorname{tg} 10^\circ};$$

$$\ln \frac{3750}{1995} = \frac{(x_2 - 3,7)}{4} \cdot 3 \cdot 0,176; \quad x_2 = 8,3 \text{ м.}$$

Необходимо отметить, что при таком расчете, когда прочность в предельной зоне меньше исходной прочности, на границе предельной и упругой зон напряжение σ_1 должно иметь разрыв, выражающийся в разности исходной и остаточной средней прочности угля и вмещающих пород, перешедших в предельное состояние, равной 388 тс/м². Однако в действительности переход пород в предельное состояние происходит постепенно, т. е. непрерывно. Исключение составляют весьма хрупкие слаботрепчатые породы.

Теперь, когда эпюра напряжений в предельной зоне построена, можно рассчитать и смещение контура выработки II по формуле (275)

$$u = \frac{\Delta V_1 + \Delta V_2}{L},$$

где ΔV_1 и ΔV_2 — приращение объема за счет соответственно упругого расширения и разрыхления в предельной зоне; L — средний периметр выработки, равный полуразности начального периметра и периметра к концу периода, за который рассчитываются смещения.

Для определения ΔV_2 необходимо знать еще средний коэффициент разрыхления пород в предельной зоне, который для данных условий примем равным 1,03. Для определения ΔV_1 необходимо знать конвергенцию вмещающих пород на границе слоев, перешедших в предельное состояние, которую можно определить, исходя из средних напряжений в той части зоны предельного состояния пород, где $\sigma_1 < H\gamma$, но при этом необходимо также знать распространение зоны пониженных напряжений в почву и кровлю на границе зон опорного давления и разгрузки. Все это приводит к большим условиям аналитического определения конвергенции слоев вмещающих пород в этой зоне, и поэтому ее необходимо устанавливать экспериментально в зависимости от отношения $H/\sigma_{сж}$. В нашем примере примем ее

равной 10% мощности пласта для всей зоны предельного состояния.

Кроме того, формула (275) применима только при малых смещениях, а при больших смещениях по мере увеличения u соответственно уменьшается периметр выработки. Через приведенный радиус выработки R_0 это выразится формулой

$$u = R_0 - \sqrt{R_0^2 - \frac{V}{\pi}}. \quad (284)$$

Наконец, подсчитаем значения u и $u_{\text{общ}}$:

$$V = \Delta V_1 + \Delta V_2 = 0,2 \cdot 17,3 + 17,3 \cdot 8 \cdot 0,03 = 3,46 + 4,15 = 7,6 \text{ м}^3/\text{м};$$

$$u = 1,7 - \sqrt{2,89 - \frac{7,6}{3,14}} = 1,7 - 0,7 = 1 \text{ м}; \quad u_{\text{общ}} = 2000 \text{ мм};$$

$u_{\text{общ}} = 2000$ мм при закончившемся процессе деформирования. Для зоны остаточного опорного давления примем продолжительность деформирования равной восьми годам, а время нахождения выработки в зоне опорного давления равным одному году. Тогда смещение составит

$$u'_{\text{общ}} = 2000 \frac{\ln(1 + 365)}{\ln(1 + 365 \cdot 8)} = 2000 \frac{5,90}{7,98} = 1480 \text{ мм}.$$

На рис. 79 (кривая 2) для этих условий приведена величина 2060 мм (разность составляет 28%). Как видно было по ходу расчета, при других (больших) значениях мощности слабых слоев в почве и кровле, например, при 4,5 м вместо 3, расчетная величина смещений будет близка к полученной в природных условиях (необходимо отметить, что натурные данные получены при отсутствии фиксации мощности слоев слабых пород в почве и кровле).

Для выработки I, поддерживаемой на границе выработанного пространства (при условии отсутствия выработки II), смещения контура сечения будут происходить только за счет выдавливания пород с одной стороны (со стороны краевой части пласта). Однако в этой зоне коинвергенция несколько возрастает, что отражает соотношение фактических смещений в зоне остаточного опорного давления выработки, поддерживаемой на границе выработанного пространства (до влияния второй лавы), — 1390 мм и выработки, охраняемой целиком, — 2060 мм. При поддержании выработки на границе выработанного пространства двусторонними бутовыми полосами выпучивание вмещающих пород в выработку совсем не происходит и относительные смещения почвы — кровли в породах средней прочности не превысят 25% мощности обрабатываемого пласта, т. е. 500 мм.

§ 7. Крепь подготовительных выработок

Крепь подготовительных выработок необходимо подбирать, исходя из ожидаемых (предрасчитанных) смещений пород, их характера и направленности. Наиболее общими обязательными для всех условий характеристиками крепи являются: податливость, несущая способность и устойчивость; все эти характеристики чаще всего взаимозависимы. Так, например, чем больше смещение контура сечения выработки, обусловленное переходом в предельное состояние пород вокруг выработки, тем больше должна быть ее несущая способность и тем большие требования должны быть к ее устойчивости. Под устойчивостью крепи понимается сохранение ее работоспособности при максимальных смещениях, на которые она рассчитана.

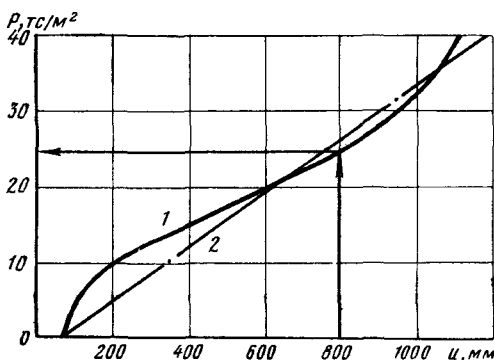


Рис. 82. Зависимость необходимой несущей способности крепи от относительных смещений почвы—кровли

Обобщением фактических материалов установлена зависимость между относительными смещениями почвы—кровли и несущей способностью крепи (рис. 82). Логически возрастание несущей способности крепи при увеличении смещений контура сечения выработки обусловлено возрастанием в кровле и боках выработки зоны разрушенных пород, остаточное сцепление у которых недостаточно для предотвращения их обрушения. Несущая способность крепи не оказывает существенного влияния на радиус зоны предельного состояния пород средней прочности и прочных, так как в формуле для определения радиуса предельной зоны она является слагаемым с прочностью пород на одноосное сжатие (в массиве):

$$r_L = \frac{A}{[\operatorname{csc} \rho_{\text{сж}} + (1 + \operatorname{tg}^2 \omega) P]^c}.$$

Крепь оказывает существенное влияние на величину зоны предельного состояния, а следовательно, и на смещения контура сечения выработки только при довольно слабых породах.

Эмпирическую криволинейную зависимость между относительными смещениями почвы—кровли при смещениях более 500 мм можно безусловно заменить прямолинейной зависимостью (линия 2 на рис. 82)

$$P = 0,035u - 2, \text{ тс/м}^2. \quad (285)$$

При относительных смещениях до 500 мм, если они обусловлены главным образом конвергенцией боковых пород, также можно пользоваться этой линейной зависимостью. Если же эти смещения обусловлены в основном выдавливанием пород, перешедших в предельное (а следовательно, частично нарушенное) состояние, то следует пользоваться зависимостью, выражаемой линией 1 на рис. 82.

Характеристика крепей по их податливости и несущей способности дана в табл. 15.

Таблица 15

Крепь	Несущая способность рамы, тс/м ²	Целесообразные условия применения			
		смещения, мм	Необходимая несущая способность, тс/м ²	плотность крепи	прочность пород
Анкерная	4	до 200	4	1 анкер на 1 м ²	Прочные породы кровли
Деревянная	5	100—370	5—15	1—3 рамы на 1 м	—
Металлическая арочная	10	400—800	15—25	1,5—2,5 рамы на 1 м	Прочные породы почвы
Металлическая кольцевая	20	600—1200	20—40	1—2 кольца на 1 м	Слабые породы почвы

В особо тяжелых условиях поддержания выработок в зоне временного опорного давления, когда смещения на сопряжениях штрека с лавой начинают превышать допустимую величину для данной крепи, необходимо усиливать крепь переносными гидравлическими стойками, устанавливаемыми на прочные металлические площадки размерами не менее 0,5×0,5 м².

Сохранение работоспособности крепи (ее несущей способности) во многом зависит от ее устойчивости в плоскости поперечного сечения выработки и сохранения заданной формы в контурах поперечного сечения, что достигается увеличением плотности крепи, установкой распорок между рамами (кольцами) и соот-

ветствующим расположением узлов податливости в зависимости от направления наибольших смещений пород. При наклонном и крутом залегании пластов форма крепи не всегда должна быть симметричной относительно осевой плоскости, а в большей сте-

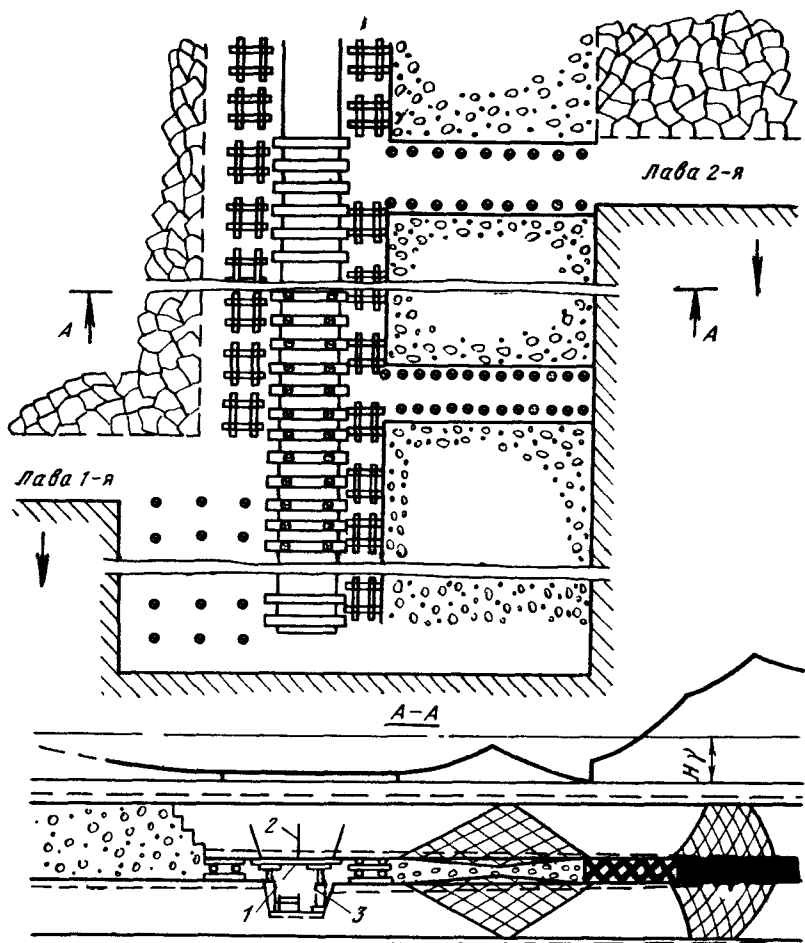


Рис. 83. Схема безремонтного поддержания выработки без целиков

пени должна соответствовать направлениям наибольших смещений пород.

При проведении выработок с двусторонними раскосами наиболее рациональной является бесстоечная крепь (рис. 83), состоящая из верхняков 1, поддерживаемых аикерами 2; в зоне наиболее сильного влияния временного опорного давления уста-

навливается крепь усиления (гидравлические стойки на металлические площадки 3). Раскоска со стороны первой лавы может быть закреплена податливыми стойками с выкладкой вдоль штрека костров. Порода размещается в раскоску со стороны второй лавы. При достаточной ширине раскосок в такую выработку не будет происходить выдавливания пород даже и при тяжелых условиях поддержания, а относительные смещения почвы—кровли будут определяться только конвергенцией вмещающих пород и не превысят 30% мощности отрабатываемого пласта.

ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ КРОВЛИ ОЧИСТНЫХ ВЫРАБОТОК

§ 1. Типы предельных состояний кровли очистных выработок

При исследовании проявлений горного давления в длинных очистных забоях, так же как и в одиночных капитальных и подготовительных выработках, необходимо прежде всего различать характер (тип) предельного состояния кровли.

Всеми исследователями проявлений горного давления в длинных очистных забоях в той или иной форме отмечается, что на управление кровлей очистных выработок влияют два фактора: обрушаемость непосредственной кровли и ее устойчивость в обнажениях. Необходимо отметить, что при малых глубинах разработок было возможным благоприятное для наиболее легких условий управления кровлей сочетание хорошей обрушаемости непосредственной кровли на достаточную высоту с хорошей (или удовлетворительной) устойчивостью кровли в обнажениях.

При средних и больших глубинах, когда слои легко обрушающейся кровли в зоне опорного давления подвергаются раздавливанию и при выходе в выработанное пространство оказываются неустойчивыми в обнажениях, хорошая обрушаемость непосредственной кровли, являющаяся для управления ею положительным ее свойством, сочетается со слабой устойчивостью в обнажениях, являющейся свойством отрицательным.

При малых (и частично средних) глубинах хорошая обрушаемость непосредственной кровли связана главным образом с ее интенсивной слоистостью (тонкими слоями) или слабой прочностью пород; при больших глубинах в зоне опорного давления впереди очистного забоя подвергаются разрушению также и породы средней прочности, представленные слоями большой мощности. Поэтому обрушаемость непосредственной кровли нельзя характеризовать только ее составом, слабой прочностью и слоистостью пород, так как она зависит от отношения напряжений в зоне опорного давления и прочности пород в массиве (на которую влияет прочность в образце и слоистость, обуславливающая интенсивность трещиноватости осадочных пород). Разрушение пород в зоне опорного давления происходит при условии

$$kH\gamma \geq \sigma_0(1 + \operatorname{tg}^2 \omega), \quad (286)$$

где k — коэффициент концентрации напряжений в зоне опорного давления; $\omega = 45^\circ + \rho/2$, ρ — угол внутреннего трения пород.

Следовательно, в очистных выработках необходимо различать, происходит ли разрушение кровли впереди очистного забоя, подобно тому, как происходит разрушение и выпучивание пород в кровле и почве подготовительных выработок, находящихся в зоне опорного давления, и в основаниях целиков или такого разрушения не происходит и над выработанным пространством создается консоль слоя (или слоев), которая затем обламывается или над забоем, или за посадочным рядом крепи. Таким

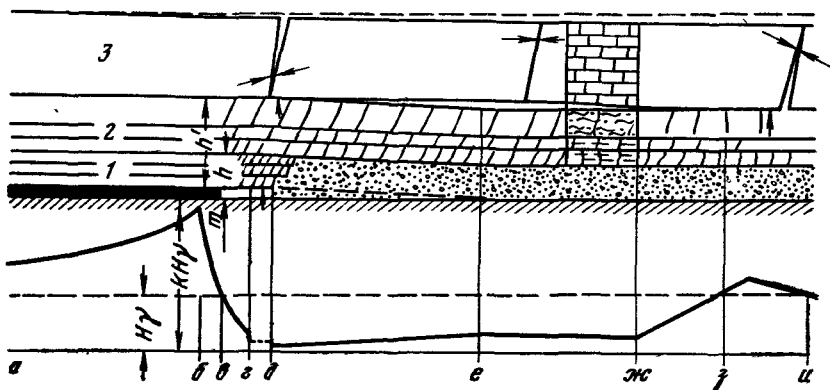


Рис. 84. Непосредственная (1 и 2) и основная (3) кровля очистных выработок:

а—и — границы различных участков нагрузок на почву обрабатываемого пласта

образом, можно выделить три основных типа предельных состояний непосредственной кровли очистных выработок:

первый тип — непосредственная кровля (частично) разрушается на высоту не менее $(5 \div 6) m$ впереди забоя лавы и хорошо (самопроизвольно) беспорядочно обрушается за посадочным рядом стоек, создавая подбучивание основной кровли и верхних слоев непосредственной кровли (рис. 84);

второй тип предельного состояния непосредственной кровли наблюдается в тех случаях, когда она достаточно прочна, чтобы не разрушиться в зоне опорного давления, и достаточно монолитна, и поэтому она разрушается путем отрыва или скола над забоем (или несколько впереди его — в зоне отжима угольного пласта) на узкие блоки (рис. 85) шириной, равной одному, двум или трем циклам выемки пласта [14, 16]. Как видно из этого рисунка, при таком разрушении непосредственной кровли за посадочным рядом стоек не происходит ее беспорядочного обрушения, разрыхления и подбучивания вышележащих слоев основной кровли, которые также подвергаются разломам и

значительно большему смещению (опусканию), чем при первом типе предельного состояния кровли;

третий тип предельного состояния (рис. 86) возникает при небольшой и средней глубине разработки и весьма прочных монокристаллических слоях непосредственной кровли.

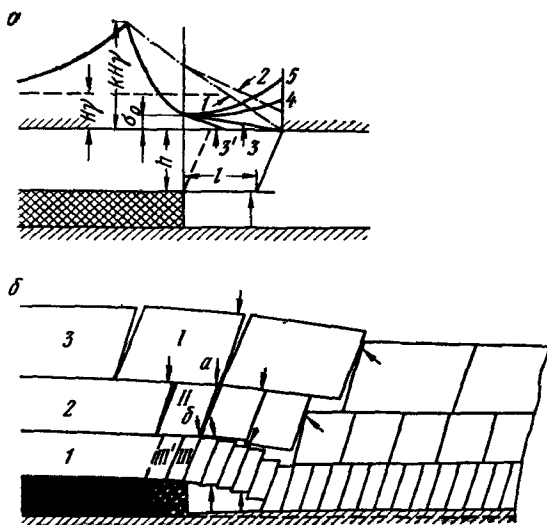


Рис. 85. Схема разрушения кровли очистной выработки путем изгиба и скола (б) и эпюры внешних нагрузок на консоль (а):

1, 2 — по С. Т. Кузнецову; 3, 3' — возможные эпюры внешних нагрузок, ограниченных прочностью пласта; 4, 5 — гипотетические нагрузки на консоль при ее большой жесткости

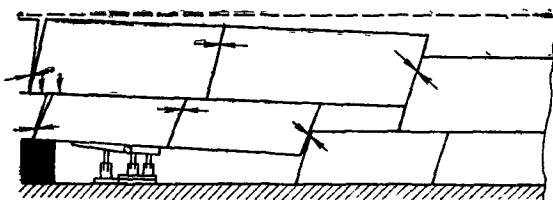


Рис. 86. Схема блоков труднообрушаемой кровли

Необходимо отметить еще два положения о типах предельных состояний непосредственной кровли. Первое — это то, что с увеличением глубины разработки третий тип при той же прочности пород переходит во второй, а второй — в первый. Ф. П. Глушихин отмечает [16], что увеличение глубины разработки со 160 до 400 м сопровождается уменьшением шага осадки основной кровли пологих пластов Кузбасса почти в 3 раза — отношение

шага обрушения слоя основной кровли к его мощности уменьшается с 2 до 0,7. Второе — между этими тремя типами предельных состояний, естественно, имеются и переходные осложненные условия, например когда мощность разрушаемых в зоне опорного давления слоев постепенно уменьшается с $6m$ до $3m$ и менее, когда все более проявляются вторичные осадки (основной) кровли; то же можно сказать и о постепенном переходе от второго к третьему типу.

Условия первого, второго или третьего типов предельных состояний кровли очистных выработок являются следствием общего характера деформирования и сдвижения всей толщи налегающих пород (или значительной ее части, залегающей над пластом), возникающих при выемке полезного ископаемого пластового типа на значительной площади. Как отмечалось в главе IV, над выработанным пространством происходит оседание всей толщи подработанных пород, а над границей выработанного пространства возникает изгиб слоев пород с их расслоением по контактам между слоями. На рис. 84 показана общая схема обрушения, изгиба и расслоения толщи пород, налегающих над разрабатываемым угольным пластом, отражающая первый тип предельного состояния. Пачка слоев 1 является частью непосредственной кровли пласта, подвергающейся обрушению. Максимальная мощность слоев пород непосредственной кровли, подвергающихся обрушению, определяется мощностью разрабатываемого пласта, сближением почвы и основной кровли на участке обрушения Δm и коэффициентом разрыхления пород k_p :

$$h = \frac{m - \Delta m}{k_p - 1}.$$

При $k_p = 1,25 \div 1,30$ и $\Delta m = (0,15 \div 0,20)m$ мощность слоев обрушающихся пород составляет не более трехкратной мощности отработываемого пласта; при мощности непосредственной кровли $h' > h$ верхние слои непосредственной кровли не обрушаются (см. рис. 84).

Над непосредственной кровлей залегают изгибающиеся слои основной кровли. Слои основной кровли в зоне их максимальной кривизны (над забоем или несколько впереди его) могут претерпевать излом и при малой разности $h' - h$ создавать усиление давления на крепь очистных выработок, известного как «вторичная осадка кровли».

Слои вышележащих пород, залегающих над основной кровлей, имеют большую цилиндрическую жесткость и вследствие этого меньшую кривизну и меньшую величину максимума наклон, и над выработанным пространством вблизи забоя могут не налегать на слои основной кровли.

Таким образом, вблизи забоя формируется следующая эпюра удельных нагрузок на почву отработываемого пласта (см. рис. 84): непосредственно за посадочным рядом стоек на почву

пласта давит только вес обрушенных пород и постепенно давление возрастает с удалением от забоя до точки e , где на почву пласта начинает давить вес всей непосредственной кровли. От точки $ж$ до точки $з$ происходит нарастание давления до величины H_y . От точки $з$ начинается плоское дно мульды сдвижения, где на почву пласта давит полный вес столба пород H_y (теоретически между точками $з$ — $и$ должен наблюдаться некоторый «всплеск» давления — более H_y). Меньшее по сравнению с величиной H_y давление на участке $д$ — $з$ обуславливает повышенное давление над краевой частью пласта, создавая так называемую зону опорного давления. Удельные нагрузки на почву пласта в зоне опорного давления передаются через пласт и не могут быть более объемной прочности пласта или вмещающих пород. Вследствие относительно невысокой прочности угольных пластов в массиве на одноосное сжатие ($30—300$ тс/м²) на кромке пласта давление не превышает этой величины и постепенно возрастает с удалением в массив по мере роста бокового давления согласно зависимости (108).

Согласно этой зависимости, давление на почву пласта от величины $\sigma_0 < H_y$ постепенно возрастает до величины $kH_y > H_y$ и далее от точки $б$ к точке $а$ давление постепенно снижается до H_y , где пласт и вмещающие его породы находятся в упругом состоянии. Наклон и кривизна слоев, изгибающихся над границей выработанного пространства, зависят от факторов, определяющих цилиндрическую жесткость слоев пород: литологического состава (определяющего прочность пород) и мощности отдельных слоев, а также от глубины залегания разрабатываемого пласта, его мощности, прочности и угла падения.

Для каждого месторождения или отдельного участка достаточно выдержанного строения величина максимального наклона слоев (для каждого отдельного слоя) зависит только от глубины его залегания и мощности отрабатываемого пласта. Повлиять на величину этого наклона можно лишь путем закладки выработанного пространства, полной или частичной (что, по существу, изменяет эффективную мощность отрабатываемого пласта). Таким образом, наклон и кривизну слоев налегающей толщи пород над границей выработанного пространства можно считать величиной заданной (зависящей только от природных условий).

Крепь очистных выработок на больших глубинах разработки большей частью оказывает незначительное влияние на характер перехода в предельное состояние пород кровли и главным ее назначением является защита призабойного (рабочего) пространства от обрушения пород, находящихся в предельном (частично нарушенном) состоянии. Более существенное и активное влияние на переход в предельное состояние мощных слоев крепких пород оказывает крепь на малых и средних глубинах разработок.

§ 2. Условия предельного состояния кровли впереди очистного забоя

При больших глубинах разработки (а при весьма слабых кровлях и почвах и при малых глубинах, как, например, в Подмосковном и Челябинском угольных бассейнах) кровля и почва вместе с разрабатываемым угольным пластом переходят в предельное состояние на значительном расстоянии впереди забоя и выходят в выработанное пространство уже в разрушенном состоянии.

Условия перехода в предельное состояние угольного пласта и вмещающих его пород впереди очистного забоя подобны рассмотренным в главах V—IX. Дополнительно к этому проанализируем влияние несущей способности крепи на условия перехода в предельное состояние кровли и почвы и рассмотрим взаимодействие разрушенных пород кровли с крепью очистных выработок.

1. До первой посадки особенностью условий перехода в предельное состояние пород кровли и почвы очистной выработки, по сравнению с переходом в предельное состояние почвы и кровли целиков, является наличие крепи.

Напряжения по средней линии пласта определяются так же, как было описано в главах V—VIII, и в первом приближении могут быть определены по формуле (108).

Предельное состояние почвы или кровли при наличии крепи со средней несущей способностью P возникает при напряжениях по почве или кровле пласта впереди забоя σ_1^* , которое может быть определено по формуле (33)

$$\begin{aligned}\sigma_1^* &= \sigma_0 + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \omega; \quad \sigma_3 = \sigma_0 + P \operatorname{tg}^2 \omega; \\ \sigma_1^* &= \sigma_0 + [(\sigma_0 + P \operatorname{tg}^2 \omega) \operatorname{tg}^2 \omega]\end{aligned}\quad (287)$$

или после преобразования

$$\sigma_1^* = \sigma_0 (1 + \operatorname{tg}^2 \omega) + P \operatorname{tg}^4 \omega. \quad (288)$$

Эта формула получена без учета объемных сил, т. е. веса пород в предельной зоне. Однако в этой задаче вес пород уже может быть заметным; поэтому для более точных расчетов к величине P необходимо добавлять величину $\frac{1}{2} \gamma h'$ для почвы,

или уменьшать ее на $\frac{1}{2} \gamma h'$ для кровли, где h' — мощность слоя пород, который переходит в предельное состояние.

В дальнейшем по мере продвижения забоя зона 4—9—6—13 (см. рис. 51), в которой породы сохраняют монолитность, срывается, и поэтому в непосредственной кровле и почве очистных выработок породы оказываются в предельном состоянии также и вблизи забоя (рис. 87).

Таким образом, чтобы решить вопрос, будет ли непосредственная кровля выработки переходить в предельное состояние впереди очистного забоя, необходимо по формуле (288) определить напряжения, вызывающие разрушение кровли впереди очистного забоя, а затем рассчитать эпюру напряжений в зоне предельного состояния пласта и определить максимальные напряжения в зоне опорного давления и посмотреть, достигают ли они величины, необходимой для разрушения кровли.

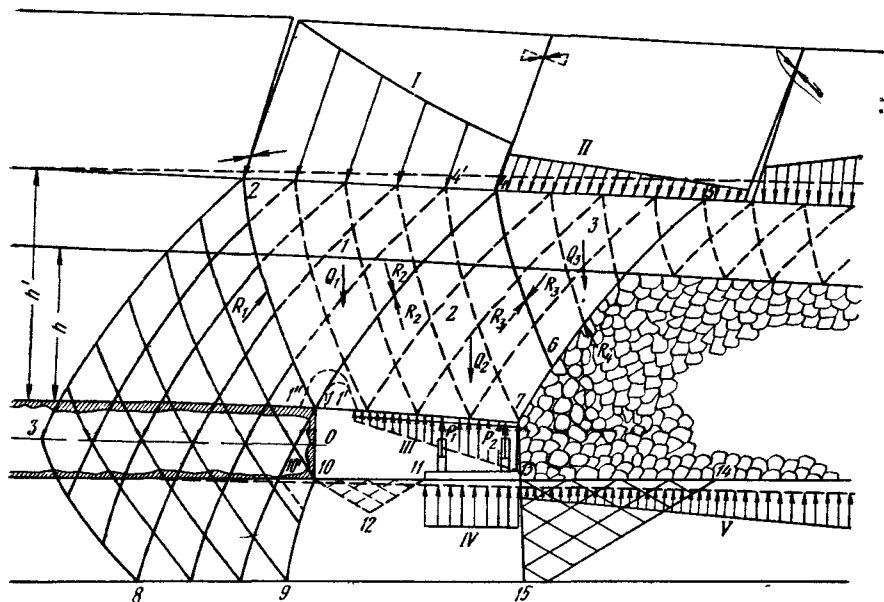


Рис 87. Схема сеток линий скольжения в предельных зонах в окрестности очистного забоя

В зоне 1-2-4-6-7 пунктирными линиями показаны трещины, возникшие в зоне опорного давления, I, II, III, IV, V — эпюры удельных нагрузок в различных зонах, 1-1', 1'-1'' — возможные своды обрушения кровли

Необходимо рассмотреть и такие условия, когда почва существенно слабее кровли. Угольный пласт при этом переходит в предельное состояние вместе с почвой, как изложено в главе V об условиях выпучивания почвы целиков [с дополнением по формуле (288) влияния крепи]. В этом случае напряжения в предельной зоне угольного пласта и его почвы определяются с учетом общей мощности предельной зоны и средневзвешенных характеристик сопротивления сдвигу пласта и его почвы; максимум напряжений в зоне опорного давления существенно отдалится от забоя.

§ 3. Разрушение кровли путем изгиба, расслоения и скола

Условия для разрушения пород кровли очистных выработок путем расслоения и скола образующихся над выработанным пространством консолей складываются при определенном соотношении прочности пород непосредственной кровли и прочности угольного пласта или его почвы. Если отношение прочности пород непосредственной кровли и прочности угольного пласта или отношение прочности пород непосредственной кровли и прочности пород почвы **достаточно велико** при данном уровне напряжений в зоне опорного давления ($KH\gamma$), то непосредственная кровля не разрушается в зоне опорного давления и над призабойной частью выработанного пространства образуются нависающие консоли слоев пород, разрушающиеся путем изгиба, расслоения и скола. Наиболее полно этот вид разрушения пород кровли в последние годы рассмотрен в работе С. Т. Кузнецова [32]. В ней разрушение пород кровли очистных выработок от изгиба и скола рассматривается под влиянием собственного веса обрушивающихся слоев и их дополнительной пригрузки вышележащими слоями. При этом автор рассматривает два варианта эпюр внешней нагрузки — треугольную и трапециевидную (эпюры 1 и 2 на рис. 85, а).

При треугольной форме внешней нагрузки предельный вылет консоли при изгибе определяется по формуле

$$l = \sqrt{\frac{h^2 \sigma_n - 6M_0}{3\gamma h}}, \quad (289)$$

где h — толщина рассматриваемого слоя, м; σ_n — предел прочности пород при изгибе, тс/м²; M_0 — момент внешней нагрузки, тс·м.

Однако С. Т. Кузнецов отмечает, что сопоставительные расчеты на изгиб и скол указывают на то, что предельные вылеты консолей при сколе всегда меньше, чем при изгибе.

При составлении уравнения предельного равновесия при сколе изгибающий момент внешних сил и собственного веса уравновешивается силами сопротивления пород отрыву, распределенными по предполагаемой поверхности разлома по линейному закону. В этих работах отмечается также, что разрушение пород от скола может происходить и впереди забоя — над отжатой частью угля.

Математическая часть этих расчетов сомнений не вызывает, однако методика определения внешних нагрузок на контактах между слоями, по-видимому, содержит неопределенность. С. Т. Кузнецов воспользовался решением С. В. Кузнецова о напряжениях в кровле выработок камерного типа при условии упругого состояния однородной неслоистой породы.

При большой глубине краевая часть пласта будет переходить в предельное состояние. Максимальные напряжения над

кромкой пласта будут определяться его остаточной прочностью, т. е. прочностью частично разрушенного угля, которая, по некоторым натурным испытаниям, не превышает 50 тс/м².

Эту величину и можно было бы принимать как максимальную в треугольной и трапециевидной эпюрах внешних нагрузок на консоли кровли. Таким образом, эпюра нагрузок будет иметь вид, изображенный на рис. 85, а линией 3 или 3'. Однако, если жесткость слоев непосредственной и основной кровли не менее жесткости вышележащих слоев пород, то удельные нагрузки на консоль необрушенных пород могут быть значительно большими, чем над кромкой пласта (эпюры 4 и 5 на рис. 85, а). Внешние нагрузки на консоль необрушенных пород зависят от напряжений над краевой частью пласта и соотношения цилиндрической жесткости пород кровли пласта и жесткости изгибающихся над выработанным пространством слоев всей налегающей толщи, определяющей их кривизну.

Таким образом, определение внешних нагрузок на консоли необрушенных пород кровли очистных забоев на средних и больших глубинах не имеет практического значения, так как эти нагрузки могут достигать любой величины, необходимой для облома консоли.

Таблица 16

№ п/п	Глубина разработки, м	Мощность пласта, м	Непосредственная кровля		Основная кровля		Ширина захвата (цикла), м	Длина блоков по простиранию, м
			состав и мощность, м	прочность, кгс/см ²	состав и мощность, м	прочность, кгс/см ²		
1	130	1,30	Алевролит 5,0	600	Песчаник 7	1000	1,50	1,3—1,5
2	130	1,35	Алевролит 5,6	600	Песчаник 7	1000	1,60	1,60
3	150	2,20	Алевролит 9,0	350	Песчаник	—	0,9	0,5—1,0
4	150	1,40	Алевролит 3,6	600	Песчаник 7	1000	1,45	1,2—1,5
5	170	1,80	Песчаник 5,0	1000	Песчаник 6	—	0,63	1,3
6	250	2,00	Алевролит 4,5	350	Песчаник 7	650	0,60	1,1—1,3
7	300	1,00	Песчано-глинистый сланец 3—4	900	Песчаник	—	0,05—0,1	0,8—1,2
8	360	1,00	Сланец 2,0	225	Песчаный сланец 15	—	0,05	0,8—1,0

В табл. 16 из работы Ф. П. Глушихина [15] приведены длины блоков непосредственной кровли при различной ее прочности и при различных глубинах разработки.

Как видно из табл. 16, при изменении глубины в 3 раза и прочности непосредственной кровли в 4 раза длина блоков осталась равной (или кратной) ширине захвата комбайна. Однако и при струговой выемке длина блока осталась такой же (7-я и 8-я строки таблицы), хотя прочность пород непосредственной кровли изменилась в 4 раза.

Анализ условий разрушения непосредственной кровли, представленной монолитными слоями пород средней прочности (а при больших глубинах — монолитными слоями прочных пород) при втором типе ее предельного состояния дает возможность следующим образом описать порядок разрушения такой кровли: изгиб слоев налегающей толщи пород на границе выработанного пространства и зоны опорного давления вызывает необходимость такого же изгиба всех нижележащих слоев основной и непосредственной кровли; в зоне максимума кривизны изгибающихся слоев, располагающегося между забоем и максимумом опорного давления, происходит разлом слоев основной кровли на блоки и разворот этих блоков (см. рис. 85, б).

Верхний слой 3, более мощный, имеет меньшую предельную деформацию на изгиб и поэтому при сжатии краевой части пласта и общем изгибе всех вышележащих слоев в нем трещины отрыва возникают раньше (впереди), чем в слоях меньшей мощности и меньшей жесткости. Например, отрыв или скол и разворот блока I создает концентрацию напряжений в точке а слоя 2 и отрыв блока II, разворот которого вызывает, в свою очередь, концентрацию напряжений в точке б слоя I и отрыв (или скол) блока III, а после выемки очередного цикла и отжима угля — блока III'. Между блоками сохраняется распор, и они образуют некоторую устойчивую систему до тех пор, пока в каком-либо из блоков не возникнет скол опорной части блока, приводящий к потере бокового распора, резкой осадке блоков данного слоя до почвы и резкого возрастания давления на крепь тех блоков, которые располагаются над поддерживаемым крепью выработанным пространством. Такая же потеря бокового распора возможна в более крупных блоках основной кровли, чем создается наиболее сильное давление на крепь. Однако проскальзывание и вертикальное смещение блоков может происходить и без их существенного разрушения, а в момент облома (скола) очередного блока основной кровли и его разворота, когда происходит перемещение точек бокового распора. В этот момент происходит кратковременное снижение бокового распора между смежными блоками, вследствие чего и создаются условия для их проскальзывания и опускания.

Если непосредственная кровля угольного пласта представлена мощными слоями крепких пород (труднообрушаемая

кровля), а основная кровля — слоями с еще большей цилиндрической жесткостью, обрушение слоев непосредственной кровли необходимо рассматривать под влиянием только собственного веса консоли непосредственной кровли без учета ее пригрузки вышележащими слоями, которая в этих условиях может и не возникать. Практическое решение этого вопроса необходимо искать в определении предельных деформаций изгиба слоев непосредственной и основной кровли.

Если предельная кривизна слоев кровли, при которой происходит ее разлом в зоне максимальной кривизны налегающей толщи, меньше кривизны налегающих слоев пород, зависящей от их состава, слоистости и прочности, а также от мощности обрабатываемого пласта, то облом кровли над забоем или несколько впереди его неизбежен; в этом случае в поддерживаемом крепью призабойном пространстве породы кровли находятся в нарушенном состоянии (частично или полностью).

Если предельная кривизна слоев кровли больше кривизны слоев вышележащей толщи пород, то их облом происходит под влиянием собственного веса консоли P , реакции крепи P_2 и сопротивления отрыву над забоем или над посадочным рядом крепи, т. е. создаются условия для обрушения так называемой труднообрушаемой кровли, когда в кровле залегает достаточно мощный слой крепких пород. Если несущая способность крепи P_2 достаточна, то произойдет обрушение (излом) кровли за крепью (рис. 88, б).

Длина свободной консоли определится из условия ее предельного равновесия, определяемого весом консоли, и сопротивления пород отрыву по некоторой поверхности ab , наклоненной к плоскости наслоения под углом $55-70^\circ$. Напряжение вдоль поверхности отрыва ab является сложным, подобным тому, которое рассматривалось в главе VIII для плоской кровли выработок камерного типа; отличие заключается в том, что вдоль поверхности разрушения действуют касательные напряжения (сдвига) с растяжением.

Напряжения, действующие по поверхности разрушения ab , складываются из двух составляющих, первая из которых обусловлена моментом силы веса консоли:

$$\sigma_{п.р. \max} = \frac{3l^2 \gamma \sin^2 \alpha}{h}, \quad (290)$$

где l — длина консоли; α — угол наклона поверхности разрушения к наслоению; h — мощность слоя.

Вторая составляющая обусловлена поперечной силой Q , равной весу консоли

$$q = \frac{P \sin \alpha}{h} = l \gamma \sin \alpha. \quad (291)$$

Напряжения q направлены под углом α к нормали к поверхности разрушения и создают по этой поверхности сложные на-

пряжения растяжения со сдвигом. Вполне понятно, что в этом случае разрушение по поверхности ab будет происходить от растяжения со сдвигом.

Растягивающие напряжения от напряжений q , ориентированных под углом α к нормали к поверхности разрушения, определим графическим путем, исходя из следующих соображений:

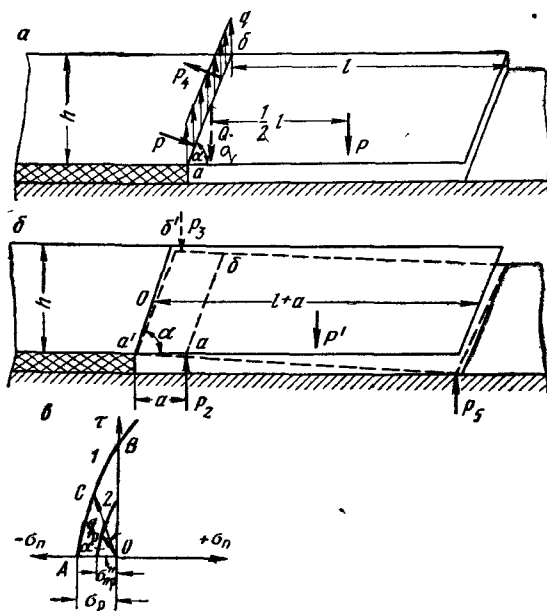


Рис. 88. Схемы обрушения консоли труднообрушаемой кровли:

a — свободная консоль хрупкой прочной породы; b — консоль, опертая на посадочную крепь; σ — график предельного состояния породы при растяжении со сдвигом

если бы разрушение по поверхности ab происходило под влиянием только напряжения q , то оно должно было бы быть равным отрезку OC (рис. 88, σ), конец которого достигает предельной кривой AB ; в данном случае напряжение q составляет только часть от разрушающего; можно допустить условие пропорциональности величин

$$\frac{\sigma_p}{q_p} = \frac{\sigma_{np}''}{q}, \quad (292)$$

где σ_p — сопротивление одноосному растяжению; q_p — разрушающее напряжение растяжения со сдвигом; σ_{np}'' — нормальное растягивающее напряжение, вызываемое этим напряжением; q — действующее напряжение растяжения со сдвигом.

Определим величину σ_{np}'' из соотношения (292)

$$\sigma_{np}'' = \dot{q} \frac{\sigma_p}{q_p}. \quad (293)$$

Отношение $\frac{\sigma_p}{q_p} = k$ берется с графика предела прочности (линия AB на рис. 88, a) для соответствующего угла наклона α поверхности разрушения ab .

Таким образом, условие разрушения по поверхности ab записывается в следующем виде:

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \sigma'_{np} + \sigma''_{np}; \\ \sigma_p &= \frac{3l^2 \gamma \sin^2 \alpha}{h} + kl \gamma \sin \alpha. \end{aligned} \quad (294)$$

Решим это уравнение относительно l

$$l = \sqrt{\left(\frac{kh}{6 \sin \alpha}\right)^2 + \frac{h \sigma_p}{3 \gamma \sin^2 \alpha}} - \frac{kh}{6 \sin \alpha}. \quad (295)$$

В результате расчета по этой формуле при заданных условиях ($\sigma_p = 250$ тс/м²; $\gamma = 2,5$ тс/м³; $h = 15$ м и $\alpha = 60^\circ$) значение l получилось равным 24,5 м (предельный пролет до первого обрушения для этих условий составлял 89—132 м).

Анализ этой формулы показывает, что влияние поперечной силы на предельную величину консоли возрастает с уменьшением прочности пород на растяжение.

Необходимо отметить, что угол наклона поверхности разрушения α нельзя определять по минимальному значению l , так как на величину этого угла, кроме силы сопротивления отрыву по поверхности разрушения, влияют еще силы трения по контакту с вышележащим слоем [32].

Минимальная несущая способность крепи P_2 для обеспечения условия облома консоли за посадочным рядом стоек определится из условия предельного равновесия по поверхности ab на рис. 88, b , при этом крепь также будет работать совместно с сопротивлением отрыву по линии $a'b'$ (по линии забоя). Условие предельного равновесия запишется следующим образом:

$$M_0 = \frac{1}{2} (l+a) P' - (a-b) P_2 - \frac{2}{3} \frac{h}{\sin \alpha} P_4 = 0,$$

где

$$b = \frac{1}{2} h \operatorname{ctg} \alpha,$$

или, заменив

$$P' = (l+a) h \gamma \text{ и } P_4 = \frac{h \sigma'_{np}}{4 \sin \alpha}$$

и произведя преобразования, получим

$$P_2 = h\gamma \left(l + \frac{1}{2} a \right). \quad (296)$$

Из этой формулы видно, что минимальная несущая способность крепи при труднообрушаемой кровле должна превышать суммарный вес предельной величины свободной консоли P на половину веса пролета кровли между забоем и посадочным рядом крепи. Если несущая способность крепи недостаточна, то произойдет излом кровли над забоем (рис. 88, б).

После облома блока (консоли) кровли над забоем нагрузка на крепь резко возрастает, так как призабойный конец обломившегося блока, потеряв связь по поверхности $a'b'$ и вследствие разворота блока по часовой стрелке, начнет подниматься, что вызовет при $a > 2b$ появление реакции P_3 со стороны вышележащего слоя. Нет необходимости определять полную возможную реакцию P_3 , так как в статике она значительно больше веса блока P . Вследствие этого после облома кровли по забой начнется резкая осадка крепи до тех пор, пока подзавальный конец блока не получит опору на почву (это положение показано пунктиром на рис. 88, б). Нагрузка на крепь в этом положении может быть определена по формуле

$$P'_2 = \frac{h\gamma}{2l} (l+a)(l+a-h\cos\alpha). \quad (297)$$

Рассмотрим конкретный пример для условий: $h=15$ м; $\sigma_p=100$ тс/м²; $\gamma=2,5$ тс/м³; $a=3$ м и $\alpha=60^\circ$.

Получим предельный вылет свободной консоли $l=14,5$ м, а ее вес на 1 м забоя $P=14,5 \cdot 15 \cdot 2,5=544$ тс.

Необходимое минимальное сопротивление крепи на 1 м длины лавы равно 600 тс. Если произойдет обрушение кровли по забой, то после опускания на почву подзавального конца обрушившегося блока давление на крепь составит 226 тс/м.

Не представляет сложности и определение необходимого сопротивления крепи с двумя или тремя рядами стоек, в этом случае вместо P_2 необходимо взять равнодействующую двух (или трех рядов) стоек, а вместо a — расстояние от забоя до линии действия равнодействующей.

Расчет по формуле (295) длины консоли без учета пригрузки вышележащими слоями дает наибольшую ее длину и наихудшие условия управления кровлей.

Анализ формул (296) и (297) показывает, что при обрушении консоли труднообрушаемой кровли у забоя после опускания свободного конца консоли на почву нагрузка на крепь уменьшается более чем в 2 раза по сравнению с необходимым сопротивлением крепи при обломе консоли за посадочным рядом (крепи). Это обуславливает целесообразность допуска облома консоли у забоя, а не за посадочным рядом крепи. Однако, как

уже отмечалось ранее, в момент опускания свободного конца консоли на почву может развиваться высокое давление на крепь, в некоторых случаях даже превышающее полный вес консоли. По-видимому, необходимо искать конструктивное решение крепи, допускающее кратковременное повышение ее сопротивления.

§ 4. Влияние глубины разработки на тип предельного состояния кровли

При малых глубинах разработки напряжения в кровле угольных пластов в зоне опорного давления большей частью не достигают разрушающей величины. Например, при глубине разработки 200 м и коэффициенте концентрации напряжений в зоне опорного давления, равном 4, в предельное состояние впереди очистного забоя может перейти только кровля, прочность которой в массиве, рассчитанная по формуле (298), менее 430 тс/м² (при $\rho=30^\circ$ и $P=30$ тс/м²), т. е. в образце прочность менее 215 кгс/см² (при коэффициенте структурного ослабления, равном 0,2):

$$\sigma_0 = \frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2 \omega} (kH\gamma - P \operatorname{tg}^4 \omega). \quad (298)$$

Эта формула получена в результате преобразования формулы (288) и подстановки вместо σ_1^* величины $kH\gamma$.

Таким образом, для решения вопроса о типе разрушения кровли очистного забоя и влияния глубины разработки необходимо прежде всего знать прочность пород кровли (и почвы) и изменение напряжений в зоне опорного давления с увеличением глубины разработки. По формулам (288) и (298) можно определить условия, при которых кровля очистных выработок будет разрушаться еще впереди очистного забоя (в зоне опорного давления), в результате чего можно установить влияние глубины на этот тип разрушения кровли.

Более прочная кровля не разрушается впереди очистного забоя.

При малых глубинах разработки прочная кровля угольных пластов не разрушается впереди очистных забоев и выходит в выработанное пространство в виде нависающих консолей, длина которых мало зависит от глубины разработки. Разрушение такой кровли происходит от изгиба нависающей консоли над выработанным пространством за посадочным рядом стоек или (при недостаточной жесткости посадочного ряда) над забоем.

При средних глубинах разработок, как показано в работе С. Т. Кузнецова [32], увеличение глубины приводит к уменьшению предельного вылета (длины) консолей и улучшению вследствие этого условий управления кровлей. В этих условиях крайняя часть пласта переходит в предельное состояние и перестает

служить жесткой опорой, над которой возникает максимальный изгибающий момент слоев кровли, вследствие этого разрушение кровли от изгиба смещается несколько вперед от линии забоя.

Труднообрушаемые кровли на больших глубинах встречаются редко и являются следствием недостаточной длины лав (при наличии целиков у вентиляционного горизонта). Если крепкая непосредственная кровля не разрушается в зоне опорного давления, то она обламывается по линии забоя или несколько впереди его блоками длиной не более необходимой ширины поддерживаемого выработанного пространства.

При разрушении кровли путем изгиба, расслоения и скола нависающих консолей практически невозможно определить влияние нагрузки на консоли, так как она зависит только от соотношения цилиндрической жесткости консолей и налегающих на них пород. В таких случаях предельные состояния проще определять по предельным деформациям. Заданные деформации, через которые неизбежно должна будет пройти нависающая консоль, определяются изгибом слоев налегающей толщи пород, находящихся в сдвигении. Глубина разработок в этом случае мало влияет на предельную длину консоли (за исключением, конечно, малых глубин).

§ 5. Влияние типа предельного состояния кровли на управление ею

Если кровля переходит в предельное состояние впереди забоя — в зоне опорного давления (необходимо отметить, что предельное состояние кровли в зоне опорного давления происходит от сдвиговых деформаций, при которых породы третьей группы сохраняют определенной величины остаточную прочность), то она становится легкообрушаемой за посадочным рядом крепи, а ее давление на крепь — более равномерным.

Схема сил, возникающих между разрушенными породами кровли и крепью очистных выработок, приведена на рис. 87. Сдвиговыми наклонными криволинейными трещинами, возникающими в зоне опорного давления, непосредственная кровля оказывается разбитой на ряд блоков, взаимодействующих между собой и с крепью.

Блок 2, ограниченный трещинами 1—4 и 4—6 (или 4'—7), находится в равновесии под действием реакций R_2 и R_3 , собственного веса Q_2 и сил сопротивления крепи $P_1 + P_2$. Если сопротивление крепи будет меньше равнодействующей сил R_1 , R_3 и Q_2 , то блок 2 сместится книзу и создаст условия для смещения блока 1 по поверхности 1—2 и блока 3 — по поверхности 5—7. В этом случае эпюры внешних нагрузок на блоки 1 и 3 уменьшатся, соответственно уменьшатся реакции R_2 и R_3 и наступит новое равновесие блока 2.

Минимальная нагрузка на крепь будет близка к весу разрушаемых пород над поддерживаемым крепью рабочим пространством

$$P_1 + P_2 = l_0 h \gamma. \quad (299)$$

В этом случае эпюры внешних нагрузок *I* и *II* существенно уменьшаются и основная кровля опирается на внешние участки от точек 2 и 5 (см. рис. 87) — на зону опорного давления и на обрушенные породы. Чем больше сопротивление крепи, тем меньше смещение блоков *I* и 3 и тем больше эпюры внешних нагрузок *I* и *II*.

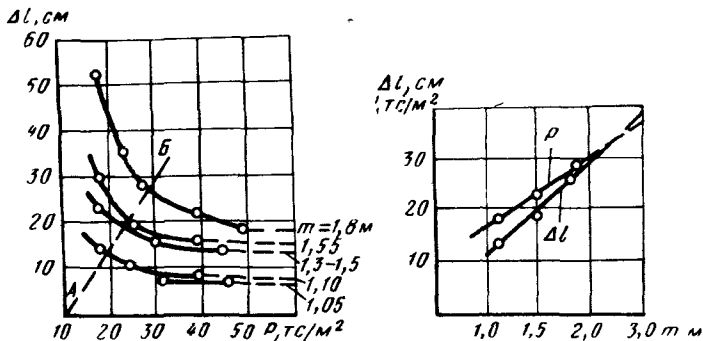


Рис. 89. Зависимость опускания кровли на границе призабойного пространства от сопротивления крепи при различной мощности отрабатываемого пласта (по данным А. А. Орлова)

Мощность толщи разрушаемых пород, кроме их литологического состава, прочности и слоистости, зависит также от мощности отрабатываемого пласта в соответствии с формулой (89). Например, при $m=2$ м, $\Delta m=0,3$ м и $k_p=1,3$ мощность зоны обрушения составит 5,7 м, а вес разрушенных пород 14,3 тс/м².

По данным шахтных наблюдений, проведенных А. А. Орловым [40], при достаточной податливости стоек сопротивление крепи при мощности пласта 1,8 м снижалось до 18 тс/м² и крепь сохраняла работоспособность. Вес обрушенных пород, подсчитанный по формуле (299), составлял 12,8 тс/м². Однако естественно, что номинальное сопротивление крепи должно быть больше теоретически рассчитанного минимума, так как, во-первых, не все стойки развивают номинальное сопротивление и, во-вторых, в период передвижки не все секции одновременно включены в работу. На рис. 89 показана зависимость опускания кровли на границе призабойного пространства от сопротивления крепи, выявленная исследованиями А. А. Орлова [40] на шахтах Донбасса. Из рисунка хорошо видна связь сопротивления крепи и опускания кровли с мощностью отрабатываемого пласта. Точки максимальной кривизны графиков, соединенные линией

АБ, соответствует необходимому минимальному сопротивлению крепей при различной мощности разрабатываемых пластов (табл. 17).

Таблица 17

Мощность пласта, м	Опускание кровли, см	Высота зоны обрушения, м	Вес обрушенных пород, тс/м ²	Сопротивление крепи, тс/м ²
1,0	11	3,0	7,5	16,5
1,1	13	3,2	8,0	18
1,5	19	4,4	11,0	23
1,8	27	5,1	12,8	28
2,0	30	5,7	14,3	31
2,5	39	7,0	17,5	38

Анализ этих данных позволяет рекомендовать для первого типа предельного состояния кровли следующую формулу для определения минимального сопротивления механизированных крепей q

$$q = \frac{m(1-0,2)\gamma}{k_p - 1} a, \text{ тс/м}^2, \quad (300)$$

где 0,2 m — сближение кровли и почвы на линии посадочного ряда стоек; k_p — коэффициент разрыхления; a — коэффициент, учитывающий условия работы крепи, неодновременность работы секций, влияние осадок основной кровли и влияние взаимодействия между блоками разрушенных пород над поддерживаемым выработанным пространством.

Если принять на основе обобщения экспериментальных данных $k_p = 1,3$, $a = 2,2$ и $\gamma = 2,5$ тс/м³, то $q = 14,7$ тс/м² ≈ 15 тс/м².

Формула (300) дает возможность определять величину q и при других значениях сближения почвы и кровли за посадочным рядом стоек и переменных значениях коэффициента a . Этот коэффициент при меньшей мощности пласта можно увеличить до 2,5 вследствие уменьшения взаимодействия между блоками пород, находящихся в предельном состоянии; а при большей мощности пласта и, следовательно, большей мощности толщи пород, находящихся в предельном состоянии, при лучшем взаимодействии между блоками этих пород — уменьшить до 2.

При разрушении кровли впереди забоя существенно сокращается допустимая площадь незакрепленной кровли, становятся более частыми местные вывалы и большее влияние на управление кровлей оказывает отжим угля (см. рис. 87). В этих условиях возрастает нагрузка на переднюю консоль механизированной крепи.

На больших глубинах на смещение пород в очистных забоях существенное влияние начинает оказывать скорость движения забоя — при длительных остановках забоя чаще будет

происходить зажатие гидравлических стоек (посадки на «жестко»). Для уяснения этого вопроса необходимо различать две составляющие смещений кровли (и почвы) выработок: обусловленную заданным перемещением изгибающейся налегающей толщи покрывающих пород и упругим поднятием пород почвы, называемую конвергенцией, и составляющую, обусловленную разрыхлением пород при переходе в предельное состояние и их выдавливанием в выработанное пространство; на вторую составляющую скорость движения забоя оказывает более заметное влияние.

Характер и состояние кровли определяют форму поддерживаемого крепью массива и расположения стоек механизированных крепей. При малых глубинах, когда поддерживаемый стойками массив представляет собой обламывающиеся консоли слоев, необходимо усилить задний ряд стоек с тем, чтобы обеспечить облом консоли за стойками и предотвратить ее облом у забоя. При больших глубинах, когда поддерживаемый массив разрушен наклонными трещинами и имеет опору на обрушенные за крепью породы (сила R_4 на рис. 87), крепь очистных выработок в меньшей степени должна выполнять роль посадочной крепи. В условиях разрушенной кровли нет необходимости в усилении заднего ряда стоек; передний ряд должен приближаться к середине поддерживаемого рабочего пространства для лучшего поддержания возможного в этих условиях свода обрушения.

Все это предъявляет дополнительные требования к механизированным крепям для больших глубин разработки: увеличения податливости стоек, максимального приближения передней стойки к забою, передвижки секций с остаточным подпором не менее 30% номинального сопротивления, устройства выдвижной консоли и создания противоотжимного устройства.

Особо сложные условия управления кровлей складываются при малых и средних глубинах в тех случаях, когда непосредственная кровля отрабатываемого пласта представлена монолитным слоем пород средней прочности, а основная кровля — монолитными слоями крепких пород. Такая кровля разрушается на блоки небольшой длины и за посадочной крепью «садится» путем соскальзывания блоков на забой по наклонным трещинам разлома, как показано на рис. 90. Такая кровля при обрушении не подвергается разрыхлению в обычном смысле, а упорядоченно укладывается на почву отрабатанного пласта, опускаясь на величину, равную его мощности. Кровля, разделенная на блоки, создает своеобразную шарнирную систему над выработанным пространством, однако довольно часто выскальзывания отдельных блоков и шарнирная сводообразная система нарушается, возникают периодические резкие проседания блоков. В этом случае давление на крепь сильно возрастает, так как на блоки непосредственной кровли оказывают активное давление более длинные блоки основной кровли.

С. Т. Кузнецов и Ф. П. Глушихин, детально изучавшие такие кровли в Кузбассе при малых и средних глубинах разработки, рекомендуют для них крепи с сопротивлением, повышенным в 2 раза по сравнению с обычными условиями, когда кровля обрушается с разрыхлением.

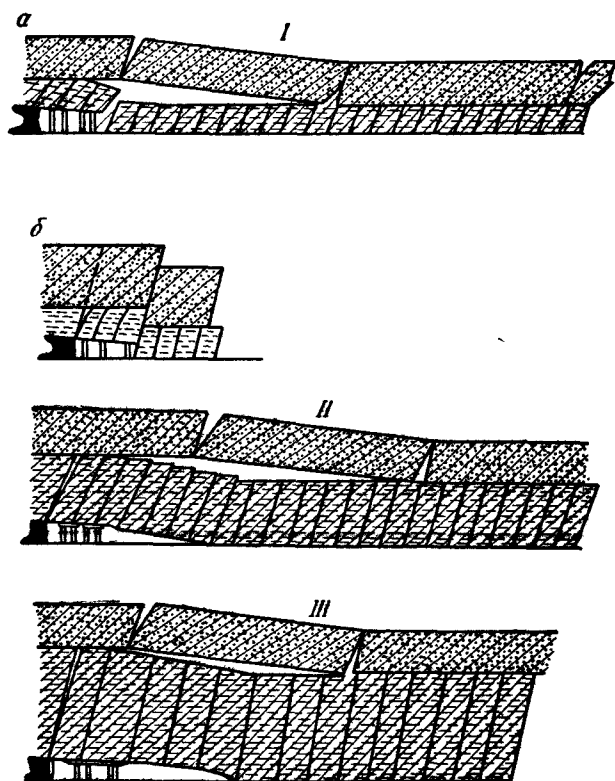


Рис. 90. Схемы разрушения непосредственной и основной кровель и их блочного смещения (по Ф. П. Глушихину)

Верхняки таких крепей должны рассчитываться на большую неравномерность нагрузок (общая нагрузка должна разделяться на ряд сосредоточенных нагрузок, прикладываемых через 1,2—1,5 м).

При увеличении глубины разработки, когда породы такой прочности разрушаются в зоне опорного давления от сдвиговых деформаций (как, например, в Донбассе), подобных блоков параллелепipedальной формы не образуется, так как при разрушении в зоне опорного давления от сдвиговых деформаций возникает две системы трещин, пересекающихся под острым углом

(под углом $90^\circ - \rho$). Обрушение за посадочным рядом крепи блоков, ограниченных такими трещинами, происходит с обычным разрыхлением и подбучиванием основной кровли, если мощность непосредственной кровли h' удовлетворяет условию $h' > h = \frac{m - \Delta m}{k_p - 1}$.

При разрушении непосредственной кровли путем изгиба и скола нависающих консолей давление на крепь очистных выработок определяется главным образом весом обламывающихся консолей непосредственной кровли, определяемым по формулам (295) и (297), и лишь частичной догрузкой крепи при обломе консолей основной кровли (вторичная осадка кровли).

Чем больше мощность слоев крепких пород, залегающих непосредственно над разрабатываемым пластом, тем больше давление на крепь. В этих условиях и глубина разработок мало влияет на величину давления на крепь.

Относительно такой кровли Д. С. Ростовцев писал [50]: «Наличие в непосредственной кровле пласта крепкой породы более или менее значительной мощности, понятно, исключает разработку с обрушением, так как таковое в данном случае может происходить лишь после обнажения значительной поверхности», и далее «...никакое крепление не в состоянии обеспечить желаемой границы обрушения; границей явится забой угля, а поэтому в этом случае работа с обрушением недопустима».

В настоящее время при комплексной механизации очистных забоев и для третьего типа предельного состояния кровель необходимо создание механизированных гидрофицированных крепей. Для этих условий необходимы крепи с высокой несущей способностью посадочного ряда стоек типа костровой посадочной части крепи. Призабойная часть может быть более легкой с одной стойкой; это обуславливает целесообразность шарнирного соединения более мощной посадочной части и более легкой — призабойной.

Если при данном геологическом строении кровли создание посадочной крепи необходимой несущей способности технически нецелесообразно, то в таком случае необходимо ее **искусственное обрушение** при такой длине консоли, вес которой не превышал бы сопротивления крепи. Возможна и предварительная обработка кровли (впереди забоя) с целью снижения ее прочности камуфлетными взрывами (торпедирование), нагнетанием воды и т. п. Бурением и взрыванием скважин параллельно забою впереди его в мощных слоях крепких пород непосредственной кровли можно создать заранее заданный шаг обрушения кровли.

Режим работы всякой крепи, в том числе и механизированной, в период первого обрушения при некотором продвижении забоя от разрезной печи значительно отличается от режима ее работы при развившемся процессе сдвижения всей налегающей

толщи пород. Практика подземной разработки пластовых месторождений длинными очистными забоями и аналитические расчеты на предельное состояние показывают, что первые обрушения непосредственной и основной кровли происходят при значительно больших обнажениях, чем при установившемся процессе сдвижения, деформирования и обрушения пород, вследствие чего давление на крепь при первых обрушениях непосредственной и основной кровель оказывается значительно большим, чем при нормальном развившемся процессе взаимодействия крепи и кровли. Этот вопрос более подробно рассмотрен в работе Ф. П. Глушихина [16]. Здесь уместно лишь подчеркнуть, что создавать крепь, исходя из расчета давления на них пород при первом обрушении кровли, нецелесообразно. Это привело бы к их излишнему утяжелению.

Первое обрушение непосредственной кровли, а в неблагоприятных условиях и основной необходимо осуществлять по специальному локальному проекту, разрабатываемому на основе реального конкретного геологического разреза непосредственной и основной кровель каждой лавы. Если непосредственная кровля представлена слоями легко обрушающихся пород общей мощностью не менее 4 м, то обрушение основной кровли не будет сопровождаться большими перемещениями и существенным влиянием на крепь. При недостаточной мощности легко обрушающихся пород или при их отсутствии необходимо проводить мероприятия, исключающие завал лав при первом обрушении кровли. Наряду с установкой дополнительного посадочного ряда стоек необходимо искусственно обрушать кровлю. Большое значение имеет выбор места расположения скважин для искусственного обрушения кровли. Преждевременное (при малом пролете) взрывание скважин для искусственного обрушения кровли не даст желаемого эффекта. Необходимо установить предельный пролет кровли L_0 по формулам (269) и (270), расположить взрывные скважины на расстоянии $0,6 L_0'$ от разрезной печи и взорвать скважины при пролете $0,8 L_0$. Коэффициенты 0,6 и 0,8 при L_0 отражают коэффициент запаса в 1,2. Не следует доводить пролет до предельной величины L_0 , так как может произойти самопроизвольное обрушение по забой. Консоль со стороны разрезной печи должна быть достаточной для ее облома над целиком у разрезной печи, для этого она должна составлять не менее $0,6 L_0$ (20% запаса на неточность определения L_0).

§ 6. Условия сползания почвы и кровли при крутом падении

При большой глубине разработки, когда кровля и почва угольных пластов переходят в предельное состояние еще впереди забоя в зоне опорного давления и в призабойное пространство выходят уже в разрушенном состоянии (с небольшой остаточной прочностью), создаются условия для возможного

сползания почвы и кровли при крутом и наклонном залегании пластов.

Наиболее частым случаем в горной практике является сползание кровли до ее первой посадки. До первой посадки кровли происходит ее отслоение от более мощных вышележащих слоев более крепких пород. Вследствие этого устойчивость кровли определяется только прочностью пород на сжатие вдоль слоистости; схема сил для этого случая приведена на рис. 91. Составляющая веса столба кровли на 1 м простираения по направлению падения составит

$$T = h\gamma H. \quad (301)$$

Напряжение σ_1 в основании этого столба

$$\sigma_1 = H\gamma, \text{ тс/м}^2. \quad (302)$$

Учитывая нарушенность пород в зоне abc выпучиванием под влиянием опорного давления, остаточная прочность пород в этой зоне может снизиться до 50 тс/м², т. е. будет меньше напряжения от веса столба кровли, и уход (сползание) кровли по направлению падения пласта будет неизбежным. Подрезка кровли конвейерным штреком осложняет условия. Для более точного рас-

чета можно учесть также сопротивление сдвигу вдоль забоя и разрезной печи, где породы также нарушены опорным давлением.

При крепкой кровле аналогичное сползание может произойти и в почве пласта.

Условие сползания почвы осложняется влиянием трения по контакту между непосредственной и основной почвой; условие предельного равновесия в этом случае записывается в таком виде

$$\sigma_0 h = T - Nf'$$

или

$$\sigma_0 = H\gamma - \frac{Nf'}{h}, \quad (303)$$

где h — мощность непосредственной почвы; T — касательная составляющая веса столба непосредственной почвы на 1 м простираения лавы; N — нормальная составляющая с учетом давле-

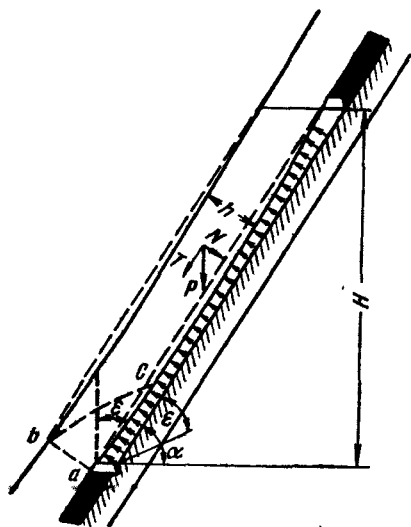


Рис. 91. Схема, поясняющая условия сползания кровли или почвы при отработке крутых пластов

ния, передающегося со стороны кровли через крепь; f' — коэффициент трения по контактам между слоями.

Наличие кососекущих тектонических нарушений, расположенных над конвейерным штреком, может привести к сползанию почвы или кровли и при большей прочности пород, чем определяется условиями (302) и (303). Сползание кровли может произойти не только до первой посадки кровли, но и при значительном удалении от разрезной печи, если применяется крепь с одновременной разгрузкой по всей длине лавы; в этом случае условия предельного равновесия (302) и (303) необходимо дополнять сопротивлением сдвигу пород вдоль забоя τ_0

$$\sigma_0 h b = T - H h \frac{\tau_0}{\sin \alpha} \quad (304)$$

или

$$\sigma_0 = H \gamma - \frac{H \tau_0}{b \sin \alpha} \quad (305)$$

Это является еще одним доводом против применения механизированных крепей с одновременной разгрузкой и передвижкой по всей длине лавы.

УСЛОВИЯ ВОЗНИКНОВЕНИЯ ГОРНЫХ УДАРОВ, ВНЕЗАПНЫХ ВЫБРОСОВ И ДРУГИХ ВИДОВ ДИНАМИЧЕСКИХ ПРОЯВЛЕНИЙ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

§ 1. Виды динамических проявлений горного давления

В предыдущих главах рассматривались условия перехода в предельное состояние вокруг выработок достаточно пластичных связных горных пород, деформирование, смещение и разрушение которых происходит постепенно, сопровождаясь лишь образованием местных вывалов и обрушений в тех случаях, когда несущая способность крепи оказывалась недостаточной для поддержания разрушенной зоны пород.

Породы первой и второй групп (см. главу I), обладающие значительной упругостью, при достижении предельных напряжений разрушаются с динамическим проявлением, полностью теряя связность. Динамические проявления горного давления в виде стреляний горных пород, горных ударов и внезапных выбросов угля (пород) и газа связаны с высвобождением упругой энергии, накопленной при всестороннем сжатии пород (угля) и заключенного в них газа. Однако в горной практике наблюдаются динамические проявления горного давления и не связанные с упругой кинетической энергией, к которым относятся внезапные высыпания угля, внезапные прорывы водонасыщенных глин, внезапные прорывы водоносных песков. Все эти явления в той или иной степени связаны с переходом в предельное состояние некоторой области пород или участвующих в движении с большой скоростью или отграничивающих склонные к перемещению (движению) породы от свободного выработанного пространства.

В зависимости от свойств пород существуют следующие виды динамического проявления горного давления:

Крепкие хрупкие породы	Стреляния пород
Средней прочности упругопластические породы	Горные удары
Интенсивно трещиноватые, нарушенные, газоносные породы (уголь)	Внезапные выбросы угля, пород и газа
Сильно нарушенный уголь	Внезапные высыпания
Водонасыщенные глины	Внезапные прорывы глин
Песок с напорными водами	Внезапные прорывы воды с песком

Рассмотрим все перечисленные явления с позиций теории предельного равновесия. Следует пояснить, что условия возникновения стреляний горных пород, горных ударов, внезапных

выбросов угля и газа, а также внезапных высыпаний угля, несмотря на большие различия, имеют и много сходного. Например, сходным в проявлении горных ударов и внезапных выбросов угля и газа является лавинный характер процесса разрушения и локализация этого процесса лишь при образовании подпора разрушенным углем еще не разрушенного. Однако этот подпор при внезапном выбросе происходит при значительно большем объеме разрушенного угля, так как в переносе разрушенного материала большую роль играет газ. Различна также

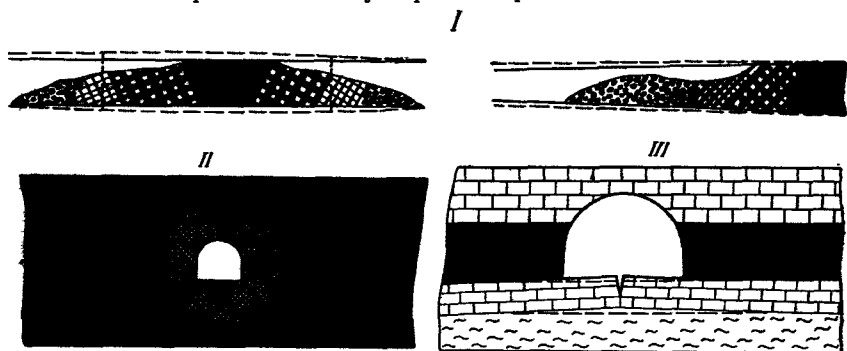


Рис. 92. Типы горных ударов

и природа разрушения: при горном ударе разрушение происходит в условиях всестороннего сжатия, а при внезапном выбросе — от сжатия с отрывом. Среди этих явлений наиболее сложными являются внезапные выбросы угля и газа, которые можно рассматривать как промежуточное (но более сложное) явление между горными ударами и внезапными высыпаниями угля.

§ 2. Типы горных ударов в зависимости от геологических условий

Горным ударом называется хрупкое разрушение предельно напряженных пород или угля, окружающих горную выработку, возникающее при определенных напряженно-деформированных состояниях, когда нарастание напряжений, вызываемое рядом горнотехнических и геологических факторов, опережает их релаксацию, связанную с пластическим деформированием, и сопровождается разлетом части разрушенных пород, сотрясанием и колебанием значительного объема горного массива в окрестности очага разрушения.

Подобно тому, как могут быть различными зоны предельного состояния вблизи (или вокруг) выработки в зависимости от конкретной геологической и горнотехнической обстановки, так могут быть и различными зоны разрушения при горном ударе. Анализ наблюдавшихся горных ударов на шахтах нашей страны

позволил выделить [73] по геологическим условиям возникновения следующие три основных типа горных ударов (рис. 92):

I тип — горные удары в выработках, пересекающих удароопасный пласт угля по всей мощности;

II тип — горные удары в выработках, располагающихся внутри достаточно однородного мощного пласта угля (или слоя породы);

III тип — горные удары в выработках, располагающихся в прочных упругих породах или угле вблизи слоев более пластичных пород, склонных к выдавливанию, — горные удары при разломе почвы или кровли при их изгибе, вызванном перераспределением напряжений при проведении одиночных выработок.

Могут возникнуть и горные удары комбинированного типа.

Горные удары I типа возникают в таких геологических условиях:

- 1) достаточная однородность и упругость угольного пласта;
- 2) прочность вмещающих пород (непосредственной кровли и почвы) существенно больше прочности пласта;
- 3) наличие мощных слоев прочных пород основной кровли и выше;
- 4) достаточная мощность пласта.

Наличие дизъюнктивных тектонических нарушений также является фактором, существенно влияющим на возникновение горных ударов этого типа.

Рассмотрим последовательно влияние названных факторов.

1. Влияние упругости пласта на возникновение горных ударов достаточно хорошо описано в литературе и не требует дополнительных пояснений, хотя необходимо сделать оговорку, что известное условие [8] $\frac{e_{\text{упр}}}{e_{\text{общ}}} > 0,7$ является лишь относительным: при такой упругости горный удар возникает лишь при определенной скорости нагружения пласта при его испытании и при определенной скорости пригрузки пласта во время его разработки.

Изменение условий разработки, вызывающее изменение скорости нагружения пласта, может существенно повлиять и на показатель потенциальной удароопасности.

Условие достаточной однородности пласта вытекает из того, что наличие слабых прослоек приводит к разрушению их при меньших нагрузках, после чего они, выдавливаясь, вызывают разрушение путем отрыва более прочных слоев. В этом случае разрушение всего пласта происходит без резкого динамического проявления, т. е. горный удар исключается.

Расчетом на предельное состояние могут быть установлены количественные соотношения между прочностью и мощностью слабых и прочных прослоев пласта, при которых выдавливание более слабых прослоек не происходит и деформация всего пласта будет происходить как однородного.

2. Условие достаточно прочной непосредственной кровли и почвы, по-видимому, не требует подробного пояснения — необходимо, чтобы в зоне максимума опорного давления вмещающие породы не подвергались пластическим деформациям (исключалось пучение почвы и разрушение кровли)

$$\sigma_0 > \frac{k_0 H \gamma}{(1 + \operatorname{tg}^2 \omega)} . \quad (306)$$

3. Наличие достаточно мощных слоев прочных пород является фактором, обуславливающим увеличение пролета зависающих пород и нагрузки на пласт в зоне опорного давления; на величину пролета влияет также и мощность пласта, а на величину нагрузки — глубина разработок. Эта зависимость имеет общий вид:

$$\sigma_{\max} = k_0 H \gamma = H \gamma \left(\frac{2,2l}{x_2} + 1 \right) \cos^2 \beta, \quad (307)$$

где β — максимальный наклон слоев и пород основной кровли и вышележащей толщи; l , x_2 — ширина зоны соответственно зависания пород и опорного давления.

Отсутствие мощных слоев крепких пород в покрывающей толще приводит к большему изгибу пород кровли, уменьшению пролета (зависания) и пригрузки, а также к чрезмерному увеличению защемления пласта сильно изгибающейся кровлей, что является фактором, сдерживающим выброс большой массы предельно напряженного пласта.

4. Относительное сопротивление выдавливанию (выбросу) предельно напряженного пласта зависит также от коэффициента трения по контактам пласта с почвой и кровлей и от мощности пласта: чем меньше мощность, тем больше удельное сопротивление выдавливанию; поэтому пласты малой мощности чаще всего оказываются неудароопасными.

Геологические условия, способствующие возникновению горных ударов второго типа, значительно проще; они сводятся к следующему:

1) достаточная однородность и упругость пород (угля) вокруг выработки;

2) достаточная глубина залегания полезного ископаемого.

Условия однородности и упругости пород такие же, как и для горных ударов первого типа. Глубина залегания должна быть достаточной для возникновения предельного состояния в свободных (незакрепленных) стенках горных выработок

$$\sigma_0 < k_y H \gamma; \quad H > \frac{\sigma_0}{k_y \gamma}. \quad (308)$$

Третий тип горных ударов возникает в таких геологических и горнотехнических условиях, когда одиночная горная выработка проводится по прочным упругим породам в небольшом

удалении от слоев более пластичных пород, склонных к выдавливанию

При определенном соотношении пролета выработки, мощности прочного упругого слоя, отделяющего выработку от слоя пластичных пород, прочности пластичных пород и глубины возникает предельное состояние упругого слоя, находящегося в сложном напряженном состоянии сжатия с изгибом.

На степень удароопасности отдельных участков (вероятность возникновения ударов) потенциальноопасных пластов, кроме перечисленных геологических факторов, влияют и горнотехнические факторы: форма горных выработок, взаимное расположение выработок в данном пласте, а также в других пластах, разработка которых влияет на напряженность данного пласта и ряд других известных факторов, влияющих на напряженность краевых участков удароопасных пластов.

Степень удароопасности отдельных участков удароопасных пластов и сила горных ударов зависят от количества потенциальной упругой энергии, накопленной в горных породах и угле (окружающих выработку) и затрачиваемой на свободное перемещение разрушаемой при горном ударе горной массы. Известно, что потенциальная энергия, накопленная в упругосжатых горных породах, окружающих горную выработку, при горном ударе первого типа расходуется на: дробление угля или горной породы, колебание определенного объема массива, работу по преодолению сил трения перемещаемого массива с боковыми породами и воздухом и кинетическую энергию перемещаемого массива. Проявление последнего вида энергии и характеризует «силу» горного удара первого типа. И. М. Петуховым в работе [47] горные удары первого типа по силе их проявления разделены на следующие группы: стреляния, толчки, микроудары и собственно горные удары (слабые, средние и сильные).

Относительную силу горного удара на одном и том же пласте можно характеризовать шириной зоны пласта, находящейся в предельнонапряженном состоянии. Чем шире зона предельно напряженного состояния пласта, тем больше общая потенциальная энергия, накопленная в краевой части пласта и тем большая ее часть расходуется на кинетическую энергию разрушенной его части. Это положение, по-видимому, нуждается в пояснении. Существует мнение, что развитие зоны предельного состояния (пластических деформаций) можно рассматривать как благоприятный фактор: максимальные напряжения, а стало быть и очаг возможного горного удара переносятся в глубь массива, при этом зона предельного состояния может рассматриваться как своего рода буфер, защищающий выработку от удара. Необходимо обратить внимание на то, что в зоне предельнонапряженного состояния упругопластических пород до их разрушения породы полностью сохраняют весь запас потенциальной энергии упругого сжатия, которая высвобождается

только в момент разрушения. При этом разрушиться может не только первоначальная зона предельного состояния, но и значительно большая, так как процесс протекает лавинообразно; и чем больше общая напряженность краевой части пласта, а следовательно, и больше зона предельного состояния, тем интенсивнее проявляется горный удар.

На рис. 93 показано изменение напряжений по средней линии пласта с увеличением глубины разработки пласта. При глубине H_1 , приближенно равной отношению $\sigma_0/2\gamma$, предельные напряжения возникают только на обнаженной поверхности пласта (кривая 1 на рис. 93); при таких напряжениях появляются первые признаки удароопасности пласта — стреляния.

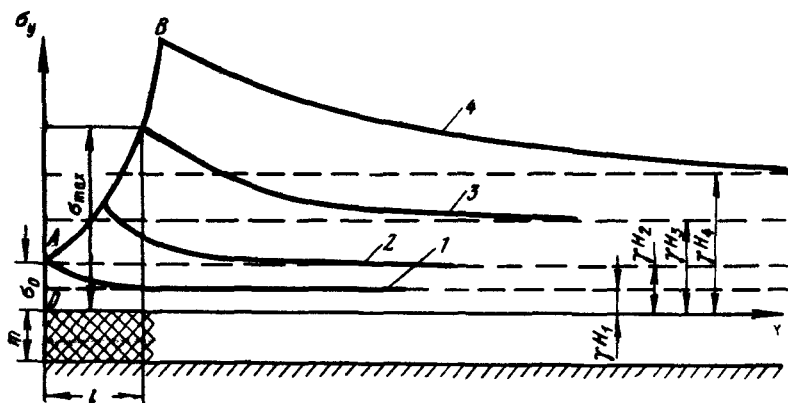


Рис. 93. Изменение напряжений по средней линии пласта с увеличением глубины разработки

При глубине $H_2 = \sigma_0/\gamma$ (кривая 2 на рис. 93) в предельном состоянии находится краевая часть пласта шириной, приближенно равной мощности пласта; разрушение краевой части пласта может быть зафиксировано как толчок.

При большей глубине разработки (кривые 3 и 4 на рис. 93) все большая часть пласта находится в предельнонапряженном состоянии и ее разрушение (при исчерпании предельной деформации) дает горный удар все большей силы.

Следует отметить, что применительно к целикам вытянутой или квадратной формы приведенные рассуждения о возрастании силы горного удара с увеличением глубины разработки теряют смысл, так как напряжения в целиках в равной степени с глубиной зависят также и от их размеров и расположения в выработанном пространстве. Целики малых размеров с течением времени могут быть разрушены («раздавлены») вообще без динамического эффекта.

Относительную величину потенциальной энергии, накопленной только в зоне пласта, находящейся в предельно

напряженном состоянии, приближенно можно выразить формулой (на 1 м длины по фронту)

$$N = \alpha \sigma_{\text{ср}}^2 \frac{ml}{E}. \quad (309)$$

Эта же зависимость будет выражать относительную силу горных ударов на разных пластах, у которых одинаковы условия нагружения, коэффициенты трения по контактам с боковыми породами и углы защемления β .

Значительно сложнее аналитически выразить зависимость силы горных ударов пластов с различными углами защемления, коэффициентами трения по контактам с боковыми породами и

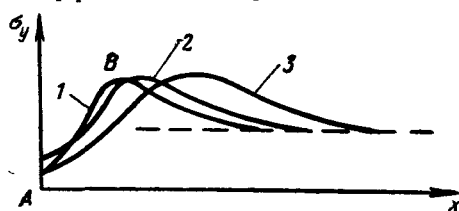


Рис. 94. Графики напряжений σ_y , характеризующие изменение силы горного удара

различным сопротивлением пластов одноосному сжатию. Можно лишь утверждать, что, чем ближе σ_{max} к обнаженной поверхности предельно напряженного пласта (при одинаковых величинах σ_0 и σ_{max}) и чем больше мощность пласта, тем больше сила горного удара, однако на сколько (или во сколько раз) больше, сказать трудно,

так как коэффициент трения по контактам с почвой и кровлей и угол защемления, влияющие на наклон участка AB кривой нагрузок (рис. 93), а следовательно, и на расстояние до σ_{max} , влияют также и на ту часть упругой потенциальной энергии, которая расходуется на трение с боковыми породами, а угол β влияет, кроме того, на энергию дробления пород.

При сравнении силы горных ударов при нагрузках на краевую часть пластов одинаковой мощности, изображенных на рис. 94, можно лишь сказать, что в случае 1 сила горного удара больше, чем в случае 3; однако в случае 2 сила горного удара может быть больше, чем в случае 1, хотя расстояние до σ_{max} во втором случае больше, чем в первом. По-видимому, для сравнения силы ожидаемого горного удара различных пластов необходимо принимать в расчет общую потенциальную энергию в краевой части пласта. Весьма приближенно эту зависимость можно записать в виде

$$N = b \left(\alpha \sigma_0^2 \frac{ml}{E} \right), \quad (310)$$

где α — коэффициент, определяющий интенсивность возрастания напряжения σ_1 с увеличением l ; σ_0 — напряжение в краевой части пласта; l — расстояние до σ_{max} .

Для определения относительной напряженности краевой части пласта необходимо проводить натурные испытания прочно-

сти, а также устанавливать в лабораторных условиях функциональную зависимость между усилием вдавливания индентора в забой или стенки скважин и напряженностью пласта [8].

Полезен был бы также аналитический расчет предельных напряжений в краевой части пласта на основе натуральных испытаний прочности пласта и механических характеристик контактов пласта с боковыми породами. Математический аппарат теории предельнонапряженного состояния в настоящее время позволяет производить такие расчеты с достаточной точностью.

Оценка потенциальной удароопасности пород (и угля) и степени удароопасности отдельных участков однородных упругих пород, в которых возникают горные удары второго типа, еще недостаточно разработана. Первым признаком удароопасности является появление «стреляния» пород, когда на поверхности пород напряжения достигают предельных величин $kH\gamma > \sigma_0$.

С увеличением глубины (или соотношения площади выработанного пространства и площади целиков) напряженность пород вокруг выработок возрастает и в предельном состоянии оказывается все большая зона.

Сила горного удара приближенно может быть определена по формуле

$$N = c\sigma_{\text{ср}}^2 \frac{l}{E} h, \quad (311)$$

где $\sigma_{\text{ср}}$ — средняя величина σ_1 в этой зоне; l — ширина зоны предельнонапряженного состояния; h — высота выработки.

Склонность пород к ползучести существенно влияет на характер проявления горных ударов второго типа, но надо отметить, что и породы, имеющие достаточную ползучесть, подвергаются горным ударам — как, например, каменная соль. Условием возникновения горных ударов в таких породах является предельное состояние целиков на большой площади выработанного пространства.

Особым видом горных ударов второго типа являются удары газоносных песчаников на глубоких шахтах Донбасса. Достаточная однородность и упругость песчаников, наличие порового давления газа, достигающего 100 кгс/см² при его слабой фильтрации, являются факторами, способствующими переходу пород в предельное состояние при величине $H\gamma$ менее половины сопротивления одноосному сжатию этих песчаников (прочность в образце — $\sigma_{\text{сж}} = 660$ кгс/см²). Хрупкое разрушение газоносных песчаников вокруг выработок происходит при одновременном действии сжимающих и растягивающих (поровое давление газа) напряжений, что приводит к существенному уменьшению разрушающих напряжений.

Горные удары третьего типа наблюдаются при разработке мощных однородных пластов Шурабского месторождения, подстилаемых и покрываемых слоями плотных

пластичных глин. В этих условиях горные удары этого типа возникают лишь тогда, когда между выработкой и почвой (или кровлей) пласта остается пачка угля мощностью 2—2,5 м; эта пачка и подвергается хрупкому разрушению. Естественно, что при других условиях нагружения (большая глубина, сопряжения выработок и др. факторы) хрупко разрушаться могут пачки и большей мощности.

По своей природе эти горные удары подобны горным ударам песчаников, наблюдаемым на шахтах Кизеловского бассейна в тех условиях, где в почве одиночных выработок залегают слои песчаников мощностью 2—2,5 м, а ниже — склонные к выдавливанию сланцы.

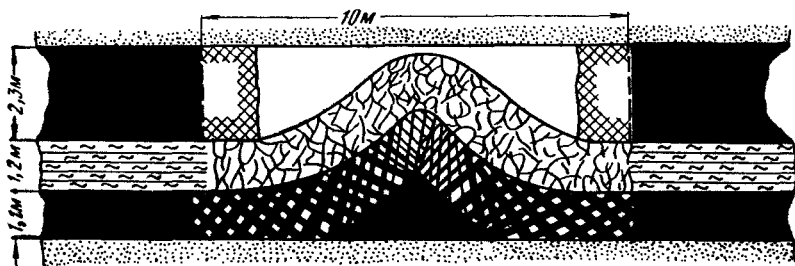


Рис. 95. Схема горного удара комбинированного типа

При горных ударах третьего типа может возникнуть дополнительная пригрузка краевой части пласта и вызвать горный удар первого типа; или даже одновременно могут проявиться горные удары первого и третьего типов. По-видимому, лучше назвать такой горный удар — горным ударом комбинированного типа. Горный удар такого типа возник в 1972 г. в Кизеловском бассейне (рис. 95). Были разрушены одновременно два сближенных пласта и породный слой, их разделяющий; выработки были пройдены только по верхнему пласту. Разлом в почве выработки породного слоя создал условия для разрушения мощной толщи угля вместе с разделяющим слоем пород.

Горные удары комбинированного типа могут возникать при разнообразном сочетании горно-геологических и горнотехнических условий.

При количественной оценке условий возникновения горных ударов и относительной удароопасности участков нельзя не принимать во внимание порового давления газа в удароопасных угольных пластах и породах, которое оказывает большое влияние на характер разрушения и величины разрушающих напряжений. В условиях всестороннего сжатия зависимость между σ_1 и σ_3 и характеристиками прочности (σ_0 и ρ) при наличии порового давления q приобретает вид

$$\sigma_1 = \sigma_0 \left(1 - \frac{q}{\sigma_p} \right) + \alpha (\sigma_3 - q); \quad \alpha = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right). \quad (312)$$

При поровом давлении газа, равном или превышающим сопротивление отрыву, горная порода и уголь ведут себя как идеально сыпучая среда, т. е. как среда, не обладающая сцеплением, и динамическое проявление одновременно горного давления и давления газа происходит в форме выброса угля (пород) и газа. При частичной дегазации краевой части пласта его разрушение начинается в виде горного удара, а по мере увеличения ширины зоны разрушения переходит в вид, подобный «чистому» выбросу.

§ 3. Условия нагружения пород в зонах потенциальных очагов горных ударов

Зоны потенциальных очагов горных ударов обуславливаются главным образом горнотехническими условиями и тектонической нарушенностью данного района и только на больших глубинах удароопасными становятся любые обнажения горными выработками удароопасных пород.

Среди горнотехнических факторов, повышающих концентрацию напряжений или уменьшающих несущую способность (допустимые нагрузки), наиболее распространенным является оставление всякого рода целиков по разрабатываемому удароопасному пласту или по смежным пластам, а также прорезка выемочных участков выработками различного назначения. На последний фактор необходимо обратить особое внимание. Как отмечалось, удельные нагрузки на пласт, находящийся в предельно напряженном состоянии, возрастают с удалением от его краевой части по зависимости

$$\sigma_1 = (\sigma_0 + a) e^{\frac{2x}{m} \operatorname{tg}^2 \alpha \operatorname{tg} \rho'} - a. \quad (313)$$

Вследствие этого при прорезке целика выработкой его несущая способность уменьшается в несколько раз; например, если целик шириной 20 м прорезать посередине выработкой шириной 2 м, то его несущая способность уменьшится в $n = \frac{P_1}{P_2}$ раз:

$$P_1 = 2 \frac{\sigma_0}{d} (e^{10d} - 1); \quad P_2 = 4 \frac{\sigma_0}{d} (e^{4,5d} - 1); \quad n \simeq \frac{1}{2} e^{5,5d};$$

$$d = \frac{2}{m} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \rho/2 \right) \operatorname{tg} \rho'. \quad (314)$$

При $m = 1,5$, $\rho = 30^\circ$, $\rho' = 10^\circ$ значение n равно 24.

Эпюры нагрузок по средней линии целика показаны на рис. 96.

Значительное увеличение концентрации напряжений в краевой части пласта создают тектонические нарушения при приближении к ним очистных забоев. На рис. 97 изображены эпюры нагрузок на краевую часть пласта впереди забоя при отсутствии

тектонических нарушений и при их наличии. Тектоническое нарушение является разрывом сплошности упругих слоев кровли, а следовательно, и разрывом непрерывности деформаций, напряжений и удельных нагрузок. Необходимо пояснить возможность существования двух эпюр удельных нагрузок при предельно напряженном состоянии краевой части пласта. Как было показано в главе I, в породах второй группы, которые в основном и являются удароопасными, напряжения на пределе ползучести составляют 70—90% предельных (разрушающих). При постепенном деформировании краевой части пласта по мере подвигания забоя напряжения в этой зоне устанавливаются несколько большими пределами ползучести и меньшими предельными.

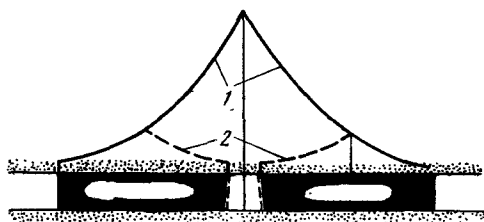
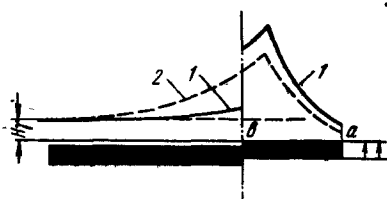


Рис. 96. Эпюры нагрузок на целик:

1 — до его прорезки выработкой; 2 — после прорезки выработкой

По мере подвигания забоя краевая часть пласта подвергается деформации сжатия, напряжения в ней релаксируют (уменьшаются), вследствие чего максимум напряжений постепенно перемещается в направлении движения забоя.

Рис. 97. Эпюра нагрузок на пласт при приближении к тектоническому нарушению (1) и в краевой части пласта при отсутствии тектонического нарушения (2)



При приближении к дизъюнктивному тектоническому нарушению зона опорного давления не переходит за него, а весь вес пород, зависающих над выработанным пространством, передается на участок пласта *ab* (рис. 97), заключенный между линией забоя и тектоническим нарушением. Ускоренная деформация сжатия пласта на этом участке не приводит к релаксации напряжений, так как создается режим заданной нагрузки.

При постепенном сокращении площади участка *ab* напряжения в нем достигают предельной величины, следствием чего и является его разрушение (горный удар).

Разрушение пласта в результате режима заданной нагрузки характерно почти для всех горных ударов в оконтуренных целиках (хотя часть нагрузки и переходит за оконтуривающую выработку на смежный массив, однако релаксация напряжений в целике чаще всего отстает от роста напряжений в нем при сокращении его размеров).

Горные удары в краевой части пласта в очистных забоях при отсутствии тектонических нарушений возникают при значительно больших глубинах, чем при наличии тектонических нарушений, а также чем горные удары в целиках. В этих условиях достижение в краевой части пласта предельных напряжений обуславливается тем, что релаксация напряжений отстает от их возрастания.

Необходимо принимать во внимание также и замедление релаксации напряжений по нормали к пласту вследствие замедления выдавливания пласта в сторону выработанного пространства (смещение по контактам пласта с почвой и кровлей). Это может являться главным образом следствием неровности контактирующих поверхностей. Увеличение сопротивления выдавливанию пласта в сторону выработанного пространства приводит к возрастанию бокового давления, а следовательно, и давления по нормали к наслоению.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_0 + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \omega; \\ \sigma'_1 &= \sigma_0 + \sigma'_3 \operatorname{tg}^2 \omega, \end{aligned} \right\} \quad (315)$$

при $\sigma'_3 > \sigma_3$ также и $\sigma'_1 > \sigma_1$.

После того как местное увеличенное сопротивление боковому выдавливанию пласта будет преодолено и боковое давление в предельной зоне снова снизится до величины σ_3 , уменьшится и допустимое давление по нормали до σ_1 и, таким образом, действующее напряжение по нормали к наслоению σ'_1 окажется больше допустимого σ_1 , что и приведет к разрушению краевой части пласта, т. е. к горному удару. Разрушение краевой части пласта вызывает лавинный процесс разрушения все более удаленных участков пласта, пока не произойдет подпор разрушенным углем неразрушенного и не восстановится равновесие согласно формулам (315).

Быстрое увеличение нагрузок до предельных величин в краевой части пласта или на целик может происходить также в результате:

разрушения целиков в отработанных ранее и погашенных участках шахтного поля;

внезапного расслоения мощной толщи покрывающих пород, работающей до этого как более мощная монолитная плита;

перераспределения напряжений при тектонических подвижках (землетрясениях).

Первая из этих причин не требует пояснений, если разрушение целиков происходит в радиусе, не превышающем полной ширины зоны опорного давления. Вторая причина, по-видимому, нуждается в пояснениях. Как отмечалось в главе IV, при сдвигении горных пород по мере возрастания опускания (сдвижения по нормали к наслоению) может происходить все большее расслоение налегающей толщи, при котором цилиндрическая

жесткость слоев уменьшается, а нагрузка на целики, оставленные в выработанном пространстве, возрастает. Перераспределение напряжений при тектонических подвижках также не требует пояснений.

При камерно-столбовых системах разработок пород, не склонных к пластическим деформациям (как, например, медистых песчаников Джезказгана), целики находятся в предельном состоянии не по всему сечению и не по всей площади выработанного пространства: периферийная часть площади целика оказывается ближе к предельному состоянию, чем его внутренняя часть, а также целики меньших размеров и более удаленные от границ выработанного пространства оказываются более напряженными. Слабая пластичность этих пород сдерживает процесс перераспределения напряжений и способствует возникновению местных очагов хрупкого разрушения, а также постепенному разрушению целиков. В этих условиях частичная разгрузка предельно напряженных целиков (а у целиков большой площади — разгрузка их периферийных участков) является экономически эффективной мерой борьбы с горными ударами при сокращенной общей площади целиков [10].

§ 4. Стреляния горных пород

Стреляния горных пород рассматривают как признак удароопасности, но их необходимо выделять и в отдельный вид динамических явлений, так как по условиям возникновения и харак-

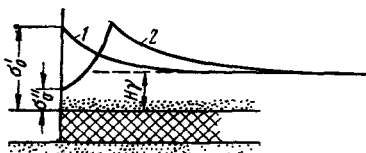


Рис. 98. Эпюры напряжений при стреляниях (1) и горных ударах (2)

теру проявления они имеют существенные отличия от горных ударов.

Типичные горные удары возникают в горных породах второй группы (см. главу I), обладающих достаточной прочностью и упругостью и, наряду с этим, склонных к пластическим деформациям (ползучести). Существует мнение, что более жесткие упругие породы обладают большей удароопасностью. В действительности же разрушение вокруг выработок жестких не склонных к пластическим деформациям пород происходит в виде откольных явлений (стреляний), а не в виде лавинообразного разрушения, как происходит при горном ударе.

Горные породы первой группы, обладая высокой прочностью и жесткостью и не являясь склонными к ползучести, не релаксируют высоких напряжений, концентрирующихся вокруг выработок после их проведения, вследствие чего эпюра напряжений в этих породах характеризуется кривой 1 (рис. 98). Вокруг вы-

работок, пройденных по породам второй группы, эпюра напряжений принимает вид, характеризующейся кривой 2 на рис. 98; восходящая ветвь этой кривой отражает предельнонапряженное состояние пород вокруг выработки, а нисходящая — упругое. Разрушение пород первой группы в стенках выработки протекает в виде откольного явления, характеризующегося выколом и отлетом от обнаженной поверхности массива блоков горной породы, имеющих чечевицевидную форму, «стреляют» плитки породы с острыми краями толщиной до 10 мм и размерами 10—20 см. Такой вид разрушения горных пород в боках (а также почве и кровле) выработок связан с неравномерным распределением напряжений в неровных обнажениях горных пород — во впадинах напряжения оказываются в 2—3 раза выше, чем в выпуклостях обнажений. Таким образом, откольные явления в жестких породах начинаются при таких глубинах, при которых средние напряжения $\sigma_0 = \sigma_1$ в боках выработок еще не достигают предела прочности на одноосное сжатие.

При увеличении общей напряженности пород первой группы вокруг незакрепленных выработок возрастает интенсивность откольных явлений, однако объемы единичных отколов невелики и не создают эффекта горного удара, а эпюра напряжений вокруг выработок сохраняет вид кривой 1 на рис. 98. Если выработку в таких породах закрепить жесткой крепью, плотно прилегающей к породным стенкам, например монолитным бетоном, то крепь будет создавать боковое давление на породные стенки. Это приведет к выравниванию напряжений в них, будет способствовать в некоторой степени развитию процесса ползучести в породах, создаст условия к образованию некоторой зоны пород, в которых напряжения близки к пределу прочности, т. е. будут созданы все предпосылки для возникновения горных ударов. Такие удары в породах первой группы действительно возникали, например в вертикальном стволе шахты «Западная» Таштагольского рудника на глубине 600 м на контакте диоритовой дайки с туфосланцами; при проходке ствола в этом месте было зарегистрировано стреляние пород; в незакрепленных горизонтальных выработках этого рудника возникали также только откольные явления — стреляния.

В горных породах первой группы откольные явления можно предотвратить образованием разгрузочных щелей, ориентированных перпендикулярно направлению σ_1 в естественном поле напряжений. В тех случаях, когда крепь необходима, она должна удовлетворять следующим требованиям: плотно прилегать к породным стенкам, быть податливой, обладать достаточной несущей способностью. Таким требованиям удовлетворяет блочная крепь с пористым заполнителем пространства между породными стенками и крепью.

Эта крепь не должна способствовать образованию удароопасной зоны пород, напряжения в которой близки к пределу

прочности; она не должна препятствовать развитию откольных явлений, но должна быть достаточно прочной, чтобы не разрушаться при возникновении отколов. Пористый, плотно прилегающий к породным стенкам заполнитель закрепного пространства должен служить буфером между крепью и разрушающимися породными стенками. По мере возрастания зоны разрушенных пород крепь должна смещаться, для чего и необходима ее податливость. С течением времени площадь поперечного сечения закрепленной выработки и пород за крепью приобретает вид, показанный на рис. 99.

Эпюры радиальных σ_r и окружных σ_θ напряжений в породном массиве вокруг выработок показывает, что с увеличением

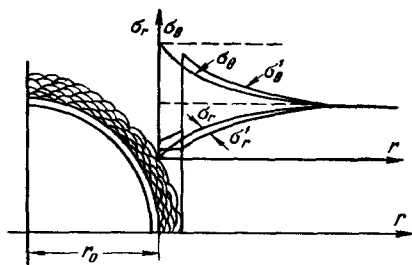


Рис. 99. Поперечное сечение закрепленной выработки, пройденной в стреляющих породах, и эпюры напряжений в них

зоны разрушения окружные напряжения на контуре неразрушенных пород по мере увеличения бокового (радиального) напряжения убывают, что свидетельствует о затухании интенсивности разрушения при увеличении ширины зоны разрушенных пород.

Как было отмечено ранее, стреляния характерны для пород первой группы, не склонных к проявлению ползучести и пластичности, при одноосном сжатии, и обычно этим отлича-

ются только породы большой прочности и слабой трещиноватости. Предельные состояния таких пород могут возникать в оконечных целиках, на больших глубинах вокруг одиночных выработок и в очистных забоях, а при наличии больших тектонических напряжений — при любой глубине разработок.

Если породы первой группы подверглись изменениям под влиянием выветривания, серицитизации и других явлений, вызвавших уменьшение их прочности и упругости, то в таком состоянии в них могут возникать типичные горные удары. Например, горные удары на рудных месторождениях чаще всего бывают приурочены к контактам разнородных комплексов пород, где они в той или иной степени нарушены, а следовательно, и приобрели склонность к некоторым пластическим деформациям.

§ 5. Высыпание угля

Встречающиеся в горной практике внезапные высыпания угля также связаны с предельным состоянием краевой части пласта слабого угля или отдельных нарушенных его участков.

При крутом залегании пластов внезапные высыпания могут достигать больших объемов.

Внезапные высыпания отличаются от горных ударов тем, что для доведения до предельного состояния краевой части пласта нарушенного угла не требуется больших напряжений, а следовательно, в краевой части пласта не накапливаются большие запасы потенциальной упругой энергии и внезапное высыпание сопровождается лишь возникновением воздушной волны вследствие поршневого действия высыпавшегося угла.

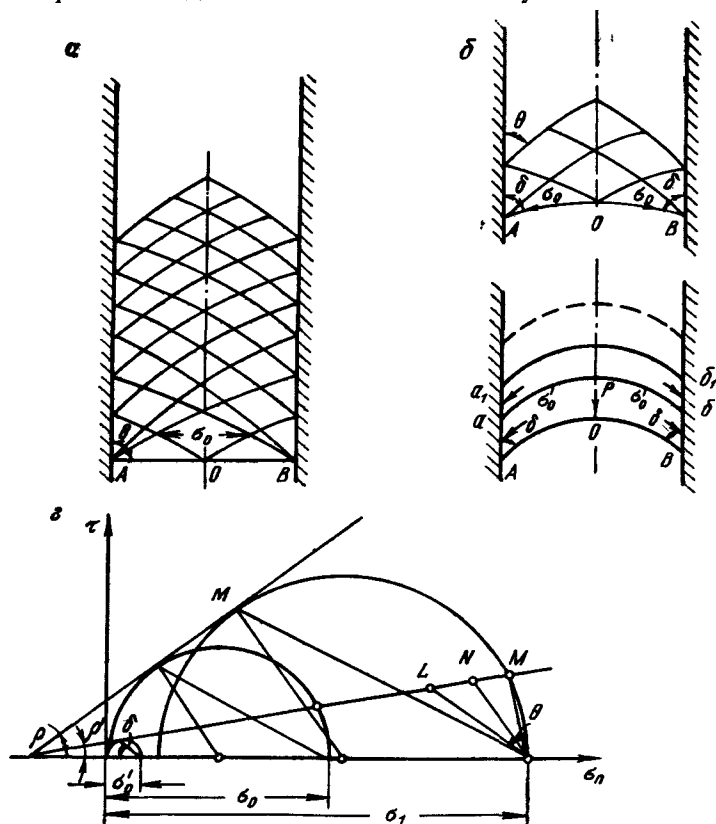


Рис. 100. Стадии развития высыпания угла:

a — начало высыпания при плоском обнажении; *б* и *в* — дальнейшее развитие высыпания в сводообразном обнажении, *г* — график сопротивления сдвигу при наличии слабых контактов

Внезапное высыпание, начавшись с плоского обнажения пласта (рис. 100, *a*) при эпюре напряжений по средней линии пласта $\sigma_1 = \sigma_0 + a(\sigma_3)$, далее протекает при меньших напряжениях в краевой части, когда обнажение приобретает сводообразную форму (рис. 100, *б*, *в*) и уменьшается угол между слабыми контактами и обнажением (на рис. 100, *г* точки *L* и *N*). Это положение кажется противоречащим принятым представлениям

о том, что сводообразная форма обнажения устойчивее плоской. Между тем это справедливо лишь для сплошного массива и не относится к массиву, содержащему поверхности ослабления.

В массиве, содержащем поверхности ослабления, в сводообразном обнажении наибольшее главное напряжение σ_1 располагается под острым углом к поверхности ослабления, вследствие чего на контакте с поверхностью ослабления величина σ_1 снижается до минимального значения при угле $\delta = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho'}{2}$; в этом случае на контакте с боковыми породами

$$\sigma_1 = \sigma_0' = 2K' \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho'}{2} \right), \quad (316)$$

где K' — сцепление по поверхности ослабления. Величина σ_0' может быть на порядок менее прочности угля при одноосном сжатии (см. рис. 100, з).

Особенно активно процесс высыпания протекает в тех случаях, когда сопротивление отрыву угля в массиве становится соизмеримым с его объемным весом. Разрушение контактов с боковыми породами при этом происходит путем сдвига, а сам пласт разрушается путем отрыва по цилиндрическим (или параболическим) поверхностям ab ; a_1b_1 и т. д. (рис. 100, в).

Условие разрушения пласта путем отрыва при совместном воздействии растягивающих σ_{np} и сжимающих σ_{nc} по нормали к наслоению напряжений имеет такой вид:

$$\sigma_p = \sigma_{np} + a\sigma_{nc}. \quad (317)$$

В этой формуле величина σ_{np} определяется весом столба угля от поверхности обнажения до поверхности отрыва

$$\sigma_{np} = h\gamma, \quad (318)$$

где h — высота столба.

Коэффициент a является отношением сопротивления угля отрыву и сопротивления одноосному сжатию:

$$a = \frac{\sigma_p}{\sigma_0}. \quad (319)$$

Подставив в формулу (317) значения a и σ_{np} из формул (318) и (319), получим зависимость между высотой блока обрушения и напряжением σ_{nc} по нормали к наслоению:

$$h = \frac{\sigma_p}{\gamma} \left(1 - \frac{\sigma_{nc}}{\sigma_0} \right). \quad (320)$$

Для предотвращения внезапного высыпания угля нельзя оставлять незакрепленными обнажения слабого угля, нависающие над выработанным пространством.

Несущая способность крепи должна быть не менее

$$P = 2m\gamma, \text{ тс/м}^2. \quad (321)$$

Крепь должна обладать достаточной податливостью по нормали к пласту, так как нарушение крепи первоначально может быть вызвано смещением (конвергенцией) боковых пород, а уже затем выдавлено налегающим на крепь разрушенным углем.

Проходка восстающих выработок по такому углю недопустима, так как начавшийся процесс высыпания прекращается только после подбучивания целика разрушенным углем. Объем высыпания может быть определен по формуле

$$V_v = \frac{1}{k_p - 1} V_0, \quad (322)$$

где k_p — коэффициент разрыхления угля; V_0 — первоначальный объем выработки, которая может быть заполнена обрушившимся углем.

§ 6. Внезапные выбросы угля и газа, выбросы пород — предельные состояния при наличии газового давления

Внезапные выбросы угля и газа являются более сложными геодинамическими явлениями, чем горные удары и внезапные высыпания, так как их проявление связано с большим сочетанием факторов.

Кроме тех факторов, которые участвуют в развитии горных ударов и внезапных высыпаний, в развитии внезапных выбросов угля и газа участвует еще давление газа, заключенного в порах и трещинах угольного массива. Известно, что в порах 1 м³ угля в естественном состоянии может быть адсорбировано до 40 м³ и более природного газа. При растрескивании угля в зоне опорного давления происходит высвобождение (десорбция) газа, который создает при этом высокое внутрипоровое или внутритрещинное давление.

Таким образом, в формировании предельного состояния краевой части угольного пласта участвуют: прочность угля, прочность его контактов с боковыми породами, горное давление боковых пород на пласт, вес угля (при наклонном и крутом залегании пласта), внутритрещинное давление газа q .

При наличии внутреннего давления газа разрушение краевой части пласта может происходить или путем отрыва (при слабом угле), или путем сдвига (при прочном угле).

При разрушении путем отрыва предельное состояние может быть записано в виде

$$\sigma_p = \sigma_{np} + q + a\sigma_{nc}. \quad (323)$$

Заменив

$$\sigma_{np} = \gamma h \sin \beta; \quad a = \frac{\sigma_p}{\sigma_0}$$

и преобразовав выражение (323), получим формулу, выражающую зависимость допустимого нормального напряжения на краевую часть пласта от всех перечисленных выше факторов,

$$\sigma_{nc} = \sigma_0 - \frac{\sigma_0}{\sigma_p} (\gamma h \sin \beta + q). \quad (324)$$

Разрушение может начаться и при $\sigma_{nc} = 0$, если давление газа достигнет величины

$$q = \sigma_p - \gamma h \sin \beta, \quad (325)$$

где h — наклонная высота блока обрушения; β — угол падения пласта в направлении возможного выброса. Таким образом, приходим к выводу, что при давлении газа, равном прочности массива горных пород на отрыв, разрушение краевой части пласта может начаться и при отсутствии горного давления на пласт со стороны боковых пород. При наличии горного давления по нормали к наслоению выброс может начаться при давлении газа, меньшем сопротивления отрыву угля в массиве. При большом давлении газа разрушение путем отрыва может происходить и в довольно крепком угле.

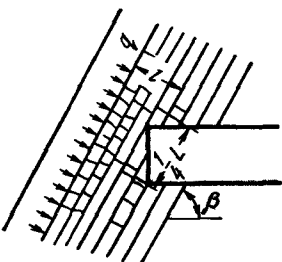


Рис. 101. Схема к условию прорыва угля и газа во вскрышающую выработку

При давлении газа, большем прочности угля на отрыв, как видно из формулы (323), предельное состояние обеспечивается при σ_{np} , имеющем отрицательное значение, т. е. при направленном внутрь массива. Это противоположное давление создается боковыми породами, отделяющими газоносный пласт от вскрышающей (или параллельной) выработки.

Условие прорыва газа во вскрышающую выработку можно записать в следующем виде (рис. 101):

$$q \left(\frac{1}{4} L \right)^2 = \tau_0 l L - \left(\frac{1}{4} L \right)^2 l \cos \beta; \quad (326)$$

$$q = 16 \tau_0 \frac{l}{L} - l \cos \beta, \quad (327)$$

где τ_0 — минимальное сопротивление сдвигу пород в массиве при отсутствии нормальных напряжений; l — минимальное расстояние вскрышающей выработки от выбросоопасного пласта; L — периметр канала возможного прорыва, соизмеримый (необходимо принимать равным) с периметром сечения выработки; β — угол падения слоев.

При разрушении прочного угля путем сдвига условие предельного состояния записывается в виде

$$\sigma_1 = \sigma_0 \left(1 - \frac{q}{\sigma_p} \right) + (\sigma_3 - q) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right), \quad (328)$$

где σ_3 — удельное боковое сопротивление угля выдавливанию за счет трения по контактам и защемления боковыми породами.

Значение σ_3 можно определить по формуле

$$\sigma_3 = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^n 2\sigma_{срi} \operatorname{tg} \left(\rho' + \frac{1}{2} \alpha \right), \quad (329)$$

где $\sigma_{срi}$ — среднее давление пород на краевую часть пласта; ρ' — угол трения по контактам пласта с боковыми породами; α — угол сближения боковых пород над краевой частью пласта.

Как видно из выражения (328), необходимое для разрушения угля давление боковых пород σ_1 тем меньше, чем больше трещинное давление газа, и при $q = \sigma_3$ для разрушения достаточно давления, меньше сопротивления одноосному сжатию.

Как отмечалось, горные породы с хрупким разрушением при испытании на сжатие между гладкими плитами разрушаются путем отрыва. Так и в этом случае при $q = \sigma_3$ разрушение будет происходить уже не путем сдвига, а путем отрыва. Таким образом, формулы (324) и (328) при равенстве нулю последних слагаемых дают предельное давление боковых пород, меньшее сопротивления одноосному сжатию без трения на контактах, которое составляет около 60% кубиковой прочности (в массиве). Эти формулы показывают, что при наличии давления газа в трещинах и порах угля и горной породы их разрушение оказывается возможным при весьма разнообразных сочетаниях горно-геологических и горнотехнических условий, в том числе и при давлении боковых пород на пласт, меньшем его предела прочности на одноосное сжатие.

Внезапные выбросы пород и газа с позиций предельного состояния имеют ту особенность, что выбросоопасные породы (песчаники, соль) имеют большую прочность и однородность, чем уголь, и слабую трещиноватость.

§ 7. Меры борьбы с горными ударами и внезапными выбросами угля (пород) и газа

При исследованиях горных ударов, а также внезапных выбросов угля (пород) и газа применяют региональные и локальные меры борьбы с этими явлениями. Региональными мерами борьбы с горными ударами являются: опережающая отработка защитных пластов (не опасных по горным ударам) и ведение горных работ без оставления целиков. Для борьбы с внезапными выбросами угля и газа, кроме этих мер, применяют также региональную дегазацию шахтных полей и их отдельных участков.

Локальные меры борьбы с горными ударами и внезапными выбросами угля и газа заключаются в обработке краевой части пласта впереди очистных и подготовительных забоев и приведение ее в неудароопасное (невыбросоопасное) состояние.

Локальными мерами борьбы с горными ударами являются: нагнетание воды в пласт, камуфлетное взрывание, бурение скважин большого диаметра. Для борьбы с выбросами наряду с этими мерами применяют дегазацию краевой части пласта.

Региональные меры борьбы с горными ударами и внезапными выбросами угля и газа достаточно хорошо освещены в литературе. Локальные меры более разнообразны и применение различных их разновидностей в тех или иных геологических и горнотехнических условиях требует технического обоснования. Не касаясь всех вопросов, связанных с борьбой с горными ударами и внезапными выбросами угля и газа, рассмотрим только то, что в той или иной степени связано с переходом в предельное состояние угля и пород вокруг выработок.

Как уже отмечалось, сила горного удара тем больше, чем большая часть упругой энергии приходится на кинетическую энергию перемещения (разброса) разрушенной части пласта. Часть этой энергии погашается силами трения о боковые породы. Эта энергия полностью может быть погашена, если краевую часть пласта разрушить искусственно и создать буферную зону между упругой частью пласта и выработанным пространством. Разрушение упругой части пласта будет происходить и в этом случае, но без разлета разрушенной части пласта. Это разрушение может быть названо глубинным горным ударом.

Нагнетание воды в пласт снижает эффективное нормальное напряжение в минеральном скелете угля (пород), что проявляется подобно снижению коэффициента внутреннего трения.

Количественно влияние нагнетания воды может быть выражено формулой (328), в которой q отражает внутритрещинное давление воды, т. е. количественно внутритрещинное давление воды на разрушение угля проявляется так же, как и давление газа. Однако вода качественно изменяет процесс разрушения — делает его более пластичным, в отличие от хрупкого разрушения при наличии давления газа. Нагнетание воды в газоносный угольный пласт, кроме эффекта снижения внутреннего трения в угле и породах, способствует поглощению газа водой. Таким образом, при нагнетании воды в газоносный пласт трещинное давление газа сменяется давлением воды, что изменяет характер разрушения — хрупкое разрушение переводится в пластичное разрушение, протекающее без динамического проявления.

Бурение скважин большого диаметра приводит к разрушению угля вокруг них. Если выбрать соотношение диаметра скважин, расстояний между ними, прочности массива и напряженности с таким расчетом, чтобы зоны разрушения сомкнулись, то между выработанным пространством и целиком угля ненарушенной структуры будет создана зона нарушенного угля.

Как было показано в главе VI, радиус распространения разрушения пород вокруг выработки круглого сечения определяется по формуле

$$R_L = R_0 \left(\frac{2\sigma_1 + (\csc \rho - 1) \sigma_0}{\csc \rho \sigma_0} \right)^{\frac{1}{2} \operatorname{ctg} \omega \operatorname{ctg} \rho}, \quad (330)$$

где

$$\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}.$$

R_0 — радиус выработки (в данном случае скважины); σ_1 — напряжения в пласте угля.

При выборе диаметра скважин и соответствующего этому диаметру расстояния между скважинами необходимо иметь в виду, что от диаметра скважины зависит расчетная прочность угля, окружающего скважину. Так, если для скважин малого диаметра (шпуров) напряжение σ_0 можно принять равным прочности на одноосное сжатие образцов угля, то для скважин большого диаметра это значение будет составлять только половину прочности на одноосное сжатие образцов или еще менее (в зависимости от интенсивности трещиноватости угля).

В зоне концентрации напряжений радиус разгружающего действия скважин может возрастать до пяти диаметров скважины. Чем больше напряженность пласта σ_1 , тем больше расстояние между разгружающими скважинами.

Камуфлетное взрывание краевой части пласта создает надежную буферную зону между выработанным пространством и упругой частью пласта; необходимо только следить за тем, чтобы впереди забоя всегда была еще полоса разрушенного угля шириной не менее мощности пласта.

В качестве контроля за наличием буферной зоны может служить показатель выхода буровой мелочи (штыба) при бурении шпуров. Избыточный выход штыба свидетельствует о том, что напряжения в угле вокруг шпура превышают прочность пород на одноосное сжатие.

Объем избыточного выхода штыба показывает, как велика зона предельного состояния угля вокруг шпура, а следовательно, как велико напряжение массива, в котором пробуривается шпур.

При разрушении угля вокруг скважины происходит его разрыхление и увеличение в объеме:

$$\Delta V = V k_{cp} - V; \quad V = \frac{\Delta V}{k_{cp} - 1}; \quad (331)$$

$$R_L = \sqrt{0,56 V + R_0^2}, \quad (332)$$

где ΔV — избыточный выход штыба с 1 м скважины; V — объем зоны разрушения угля на 1 м скважины; k_{cp} — средний

коэффициент разрыхления угля вокруг скважины; R_0 — нормальный радиус шпура (скважины).

Зная радиус предельной зоны, можно определить и напряжения вокруг скважины, пользуясь формулой

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{R_L}{R_0} \right)^c b_2 \sigma_0 - b_1 \sigma_0 \right] \quad (333)$$

или

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \sigma_0 \left[\left(\frac{R_L}{R_0} \right)^c b_2 - b_1 \right], \quad (334)$$

где

$$c = 2 \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) \operatorname{tg} \rho; \quad b_1 = \csc \rho - 1; \quad b_2 = \csc \rho.$$

Для определения напряжений по формуле (334) кроме объема избыточного выхода штыба необходимо знать прочность угля на одноосное сжатие в массиве, его угол внутреннего трения ρ и среднюю величину коэффициента разрыхления.

Дегазация краевой части пласта, как локальная мера предотвращения внезапных выбросов угля (пород) и газа, также должна проводиться с некоторым опережением забоя, т. е. к выработанному пространству всегда должна прилегать дегазированная полоса угольного пласта.

Ранее отмечалось, что разрушение краевой части пласта может произойти и при очень низком давлении газа или даже только под влиянием нормального к наслоению давления боковых пород, а затем распространиться на более глубокие недегазированные участки. Этот процесс прекращается только при образовании подпора целика разрушенным углем. Вследствие этого при наклонном и крутом залегании пластов недопустимо оставлять незакрепленными нависающие обнажения угля; это условие исключает возможность проведения по выбросоопасному пласту слабого угля восстающих выработок, а также придавать очистным забоям потолкоуступную форму при любой степени дегазации пласта и снижения давления на пласт.

§ 8. Условия внезапного прорыва воды, плывуна и водонасыщенной глины

Теоретические аспекты внезапного прорыва воды и плывуна довольно просты: прорыв наступает при таких условиях, когда гидростатическое давление на некоторую площадку (слоя горных пород) достигает величины, равной сопротивлению сдвигу пород по цилиндрической поверхности, образующая которой является контуром площадки,

$$q_s S = m L \tau_0, \quad (335)$$

где q_v — гидростатическое давление; S , L — площадь и периметр площадки, по которой распределено это давление; m — мощность слоя, отграничивающего выработанное пространство от напорного горизонта; τ_0 — среднее сопротивление сдвигу по контуру прорыва.

При значительной мощности отграничивающего слоя (или других условиях, когда его весом пренебрегать нельзя) в формуле учитывается и влияние его веса в контурах предполагаемого прорыва

$$q_v S = mL\tau_0 \pm Sm \cos \beta, \quad (336)$$

где β — угол падения разделяющего слоя.

Однако практика горных работ убеждает в том, что условия, когда правая часть в формулах (335) или (336) превышает левую, являются необходимыми, но недостаточными для предотвращения прорыва. Эти условия должны дополняться мерами по предотвращению обрушений пород в окрестности рассматриваемого контура горного массива. Например, целик шириной 5 м и мощностью 1,5 м на глубине 600 м может выдержать гидростатическое давление до 375 тс/м² при коэффициенте трения по контактам слоев 0,1. Однако с течением времени этот целик будет частично или даже полностью разрушен. Кроме того, может обрушиться кровля с образованием куполов, по которым начнется фильтрация воды и последующий размыв пород и прорыв. То же самое можно сказать и относительно прорыва напорных вод со стороны кровли очистных забоев, подрабатывающих водоносные горизонты, — главным условием является предотвращение высокого обрушения пород в сопряжениях выработок или на границе целика.

Внезапные прорывы водонасыщенных глин возникают при таких условиях, когда при отработке верхних горизонтов крутопадающих угольных пластов происходит заполнение выработанного пространства глинами и суглинками покровных отложений. При отработке мощных крутых пластов с обрушением кровли попадание покровных отложений в выработанное пространство оказывается неизбежным. На земной поверхности при этом образуются воронки, заполняющиеся с течением времени водой. Естественно, что происходит фильтрация воды и в выработанное пространство, заполненное глинами и суглинками, и их водонасыщение.

При отработке нижележащих горизонтов и обрушении междупластных целиков происходит внезапный прорыв водонасыщенных глин и суглинков в выработанное пространство этих горизонтов. И. Г. Ткачев, детально изучавший это явление [57], пришел к выводу, что прорыв связан с наличием столба водонасыщенных глин, располагающегося вдоль целиков, расположенных по падению.

Необходимо отметить, что подвижность водонасыщенных гли и суглинков и внезапность прорыва обуславливаются тиксотропными свойствами покровных отложений, в составе которых много пылеватых частиц (тиксотропными свойствами обладают рыхлые отложения, содержащие пылеватые частицы: пылеватые суглинки, глины и пески). При нарушении тиксотропной устойчивой структуры этих отложений они переходят в текучее состояние, подчиняясь законам гидравлики. В тиксотропном устойчивом состоянии сопротивление сдвигу таких отложений составляет $1-2 \text{ тс/м}^2$ (при нарушении структуры, а при естественной структуре, т. е. в естественном залегании, сопротивление сдвигу тиксотропных отложений может быть значительно большим). Условием начала движения водонасыщенных тиксотропных устойчивых гли и суглинков является равенство веса столба водонасыщенных пород сумме сил сопротивления сдвигу по внешней поверхности этого столба при устранении подпора в его основании

$$SH\gamma \sin \beta = LH\tau_0, \quad (337)$$

где S , L , H — площадь и периметр сечения столба и его наклонная высота; γ , τ_0 — объемный вес водонасыщенных гли и их сопротивление сдвигу; β — угол наклона столба.

После сокращения в формуле (337) высоты получим

$$\frac{S}{L} \sin \beta = \frac{\tau_0}{\gamma}.$$

Для столба квадратного сечения

$$a = \frac{4\tau_0}{\gamma \sin \beta}.$$

Например, при $\gamma = 1,9 \text{ тс/м}^3$, $\beta = 70^\circ$ и $\tau = 1,5 \text{ тс/м}^2$ сторона квадратного сечения столба водонасыщенных пород будет составлять 3,4 м.

После начала движения тиксотропной устойчивой водонасыщенной породы она превращается в тиксотропное разжиженное состояние и может легко перемещаться и по горизонтальным выработкам.

Для предотвращения явлений внезапного прорыва гли необходимо прежде всего не допускать попадания покровных отложений в выработанное пространство, что можно обеспечить применением закладки из твердых пород при отработке верхнего горизонта. Для тех случаев, когда водонасыщенная глина в горных выработках уже имеется, И. Г. Ткачевым рекомендовано [57] применение камуфлетных взрывов в основании столба водонасыщенных пород. При перемешивании водонасыщенных гли с коренными породами их сопротивление сдвигу возрастает в несколько раз и условия для течения пород исключаются.

Автор не ставил целью последовательное и полное изложение проявлений горного давления в выработках различного назначения. Задача состояла в том, чтобы показать широкие возможности использования метода предельного напряженного состояния горных пород при решении практических задач о горном давлении вокруг выработок, которые в настоящее время решаются главным образом путем длительных и трудоемких шахтных наблюдений. В результате многолетних шахтных наблюдений накоплен обширный фактический материал о проявлениях горного давления в выработках при достигнутых глубинах разработок. При анализе этого материала с целью прогноза изменения проявлений горного давления на больших глубинах и распространения результатов наблюдений на другие шахты, на которых натурных наблюдений не проводилось, метод предельного напряжения состояния имеет широкие возможности.

На многие практические вопросы метод шахтных наблюдений, несмотря на многочисленность накопленных фактических данных, до настоящего времени не может дать убедительного ответа вследствие разнообразности и несопоставимости условий, в которых эти данные получены. К таким вопросам, в частности, относятся: влияние несущей способности крепи капитальных выработок на развитие зоны предельного состояния и величины смещений контуров сечения выработок; несущая способность целиков в зависимости от их ширины и прочности оснований, давление на крепь вертикальных шахтных стволов в различных геологических условиях и т. д.

Метод предельного напряжения состояния горных пород дает возможность расширить представления о проявлении горного давления в подготовительных и очистных выработках и, в частности, показать отрицательное влияние целиков на безремонтное поддержание подготовительных выработок на больших глубинах и преимущества двусторонних бутовых полос в этих условиях, а также показать изменение поведения кровли очистных выработок с увеличением глубины разработки — ее постепенный переход (по мере увеличения глубины разработки) от труднообрушаемой и «тяжелой» в класс легкообрушаемых на таких глубинах, при которых кровля начинает переходить в предельное состояние еще впереди очистного забоя.

При решении вопросов о динамическом проявлении горного давления — горных ударов и внезапных выбросов угля (пород) и газа теория предельного напряженного состояния среды с трением также создает большие возможности, так как горные удары являются следствием предельного состояния упругопластичных горных пород, склонных к хрупкому разрушению, так же как и внезапные выбросы угля и газа, в которых давление

газа является дополнительным силовым фактором, определяющим условия разрушения краевой части пласта.

Рассмотренные в этой работе задачи, естественно, не исчерпывают всего многообразия задач подобного типа, встречающихся в практике подземных горных разработок. В работе совсем не рассмотрены условия предельных состояний закладки выработанного пространства, особенности условий предельного состояния кровли очистных выработок, а также пород вокруг вертикальных шахтных стволов при наклонном и крутом залегании угольных пластов и целый ряд других задач.

В работе не рассмотрено также совместное решение задач аналитическим методом и методом моделирования. Метод моделирования эквивалентными материалами в принципе должен являться составной частью аналитических исследований, так как во многих более сложных условиях схема механизма взаимодействия блоков (или зон) горных пород вокруг выработок становится ясной только на моделях из эквивалентных материалов. При этом необходимо подчеркнуть, что в данном случае понятие «эквивалентные материалы» не предполагает моделирование полных эквивалентных геологических разрезов, а имеется в виду лишь моделирование типовых геологических условий (геологических разрезов), в которых проходит выработка, с наблюдением подобия основных свойств пород и материалов, определяющих аналогичный характер деформирования и переход их в предельное состояние в натуральных условиях и в модели.

Известно, например, что соотношение величин объемных весов, сцепления или пределов прочности на одноосное сжатие пород и эквивалентного материала определяет масштаб моделирования, в то время как коэффициент внутреннего трения и пористость (определяющая сжимаемость) материала моделирования и пород в массиве для удовлетворения условий «эквивалентности» должны быть одинаковыми, так как они определяют характер деформирования среды.

Для моделирования предельных состояний пород вокруг выработок, и в особенности при наличии влияния опорного давления, важным условием является обеспечение объемного напряженного состояния при моделировании «плоской задачи» с созданием бокового подпора в направлении σ_2 (боковой подпор лучше создавать не боковыми стенками стейнда, а путем размещения в модели тяжелей в направлении σ_2 с закрепленными на их концах шайбами).

Нельзя не обратить внимания также на неоднородность массива горных пород, с которой связано локальное развитие на малых глубинах всех горно-геологических явлений: обрушений кровли, усиления давления на крепь капитальных горных выработок, горных ударов и внезапных выбросов, внезапных прорывов воды, плывуна, возникновения оползней и обрушений

бортов карьеров — все эти явления на малых глубинах возникают только в особых зонах, характеризующихся или тектонической нарушенностью пород, или наличием напорных вод, или наличием местной концентрации газообильности и горного давления и т. д.

Например, на малых и средних глубинах вокруг капитальных выработок возникает предельное состояние пород только при пересечении ими слоев слабых пород, зон тектонических нарушений и интенсивной трещиноватости и только в этих условиях необходимо возведение крепи, обладающей несущей способностью; также и горные удары на малых глубинах начинают возникать только в осложненных условиях — в оконтуренных и ленточных целиках, у тектонических нарушений и пр. То же самое можно сказать и относительно внезапных выбросов угля и газа — первые проявления выбросов также наблюдаются в особых зонах — тектонически нарушенных, высоких концентраций напряжений, повышенной газообильности и т. п.

При увеличении глубины разработок все эти явления распространяются на участки большей протяженностью (включая участки повышенной трещиноватости, примыкающие к зонам тектонических нарушений, а также участки с меньшей концентрацией напряжений и т. д.), а при еще большей глубине эти явления становятся повсеместными. Примером изменения условий проявлений в зависимости от глубины могут служить хорошо изученные оползневые явления и горные удары; на примере этих явлений можно подчеркнуть большое значение детального изучения геологических и горнотехнических условий на каждом локальном участке. По-видимому, в недостаточной оценке всех факторов на каждом участке кроется недостаточная эффективность мер борьбы с внезапными выбросами: стремление к однотипности региональных мер борьбы с этими явлениями, без должной оценки локальной газообильности, тектонической нарушенности и напряженности массива, приводит к тому, что эти региональные меры в осложненных зонах оказываются недостаточными, а в нормальных условиях часто и излишними.

В связи с изложенным значением геологических условий на проявления горного давления и определилось начало данной работы с изучения физико-механических свойств горных пород, их массивов и тектонической нарушенности горно-геологических комплексов. Без детального изучения этих вопросов самая обоснованная теория горного давления окажется бессильной при решении практических вопросов.

Применение теории предельного равновесия на основе детального изучения геологических условий шахтных полей позволит более эффективно решать вопросы горного давления и предотвращать его вредные проявления.

1. Авершин С. Г. Сдвигение горных пород при подземных разработках. М., Углетехиздат, 1947. 346 с.
2. Авершин С. Г. Расчет сдвижений горных пород. М.—Л., Металлургиздат, 1950. 59 с.
3. Сдвигение горных пород при подземной разработке угольных и сланцевых месторождений. М., «Недра», 1970. 224 с. Авт.: А. Г. Акимов, В. Н. Земисев, Н. Н. Кацнельсон и др.
4. Акимов А. Г., Козел А. М. Защита вертикальных стволов шахт от влияния очистных работ. М., «Недра», 1969. 128 с.
5. Совершенствование управления горным давлением при разработке наклонных и крутых пластов. М., «Недра», 1967. 288 с. Авт.: К. А. Ардашев, В. Ф. Крылов, Н. И. Куксов и др.
6. Бажин Н. П., Весков М. И., Комиссаров М. А. Расположение, охрана и поддержание подготовительных выработок в глубоких шахтах.—В кн.: Исследование проявлений горного давления на глубоких горизонтах шахт. Л., изд. ВНИМИ, 1971, с. 150—163.
7. Березанцев В. Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среды. М., Гостехиздат, 1952. 116 с.
8. Бич Я. Е. Определение удароопасности угольных пластов.—В кн.: Сборник трудов по проблеме горных ударов, № 49. Л., изд. ВНИМИ, 1962, с. 39—63.
9. Борисов А. А. Расчеты горного давления в лавах пологих пластов. М., «Недра», 1964. 278 с.
10. Борщ-Компонец В. И. Комплексные исследования проявления горного давления при разработке Джезказганского меднорудного бассейна камерно-столбовыми системами. Дисс. на соиск. уч. степ. докт. техн. наук. М., изд. МГИ, 1967.
11. Булычев Н. С., Амусин Б. З., Оловянный А. Г. Расчет крепи капитальных горных выработок. М., «Недра», 1974. 320 с.
12. Булычев Н. С. Анализ работ, посвященных исследованию проявлений горного давления вертикальных выработок.—В кн.: Сборник трудов по вопросам проявлений горного давления, расчету и охране крепи вертикальных выработок, № 46. Л., изд. ВНИМИ, 1962, с. 5—36.
13. Булычев Н. С. Основные вопросы строительной механики вертикальных шахтных стволов, сооружаемых бурением и обычными способами. Дисс. на соиск. уч. степ. докт. техн. наук. Л., изд. ЛГИ, 1971.
14. Временные технические условия на проектирование металлических индивидуальных комплектных и агрегатных крепей для пологих пластов Кузбасса. Л., изд. ВНИМИ, 1961. 99 с.
15. Глушихин Ф. П. Указания по особым требованиям к крепям на пластах с тяжелыми кровлями. Л., изд. ВНИМИ, 1970. 136 с.
16. Глушихин Ф. П. Трудноуправляемые кровли в очистных забоях. М., «Недра», 1974. 192 с.
17. Голушкевич С. С. Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды. М.—Л., Гостехиздат, 1948. 148 с.
18. Голушкевич С. С. Статика предельных состояний грунтовых масс. М., Гостехиздат, 1957. 288 с.
19. Динник А. Н., Моргаевский А. Б. и Савин Т. Н. Распределение напряжений вокруг подземных горных выработок.—В кн.: Труды совещания по управлению горным давлением. М.—Л., Изд-во АН СССР, 1938, с. 7—55.
20. Ержапов Ж. С. Теория ползучести горных пород и ее приложения. Алма-Ата, «Наука», 1964. 173 с.
21. Земисев В. Н. Расчет максимальных горизонтальных сдвижений в подработанной толще пород и на земной поверхности.—В кн.: Сборник

трудов по вопросам исследования горного давления и сдвижения горных пород, № 42. Л., изд. ВНИМИ, 1961, с. 154—167.

22. Земисев В. Н. Расчеты деформаций горного массива М., «Недра», 1973. 144 с.

23. Свойства горных пород и методы их определения. М., «Недра», 1969. 392 с. Авт.: Е. И. Ильницкая, Р. И. Тедер, Е. С. Ватолин, М. Ф. Кунтыш.

24. Ильштейн А. М., Либерман Ю. М., Мельников Е. А. Методы расчета целиков и потолочин камер рудных месторождений. М., «Наука», 1964, 142 с.

25. Кошелев К. В., Трумбачев В. Ф. Повышение устойчивости капитальных горных выработок на больших глубинах. М., «Недра», 1972. 123 с.

26. Карташов Ю. М. Ускоренные методы определения реологических свойств горных пород. М., «Недра», 1973. 112 с.

27. Ким Д. Н. Исследование структурного ослабления трещиноватых пород моделированием прочностных свойств в лабораторных условиях.— Кн.: Труды ИГД УФ АН СССР, вып. 5. Свердловск, изд. ИГД, 1963, с. 97—106.

28. Кузнецов Г. Н. Механические свойства горных пород. М., Углетехиздат, 1947. 179 с.

29. Кузнецов Г. Н. Определение полиой несущей способности кровли подземных выработок.— В кн.: Исследования по вопросам горного давления и маркшейдерского дела, № 22. М.—Л., Углетехиздат, 1950, с. 231—260.

30. Кузнецов М. А., Акимов А. Г., Кузьмин В. И. Сдвигание горных пород на рудных месторождениях. М., «Недра», 1971. 224 с.

31. Кузнецов С. Т., Воронин И. Н. Методическое пособие по изучению слоистости и прогнозу расслаиваемости осадочных пород. Л., изд. ВНИМИ, 1967. 84 с.

32. Кузнецов С. Т. Исследование вопросов управления кровлей пологих угольных пластов механизированными крепями поддерживающего типа. Дисс. на соиск. уч. степ. докт. техн. наук. Л., изд. ЛГИ, 1974.

33. Распределение напряжений в породных массивах. М., «Недра», 1972. 144 с. Авт.: Г. А. Крупенников, Н. А. Филатов, Б. З. Амусин, В. М. Барковский.

34. Либерман Ю. М. Давление на крепь капитальных выработок. М., «Наука», 1969. 118 с.

35. Методические указания по определению прочности горных пород на сжатие. Л., изд. ВНИМИ, 1973. 74 с.

36. Методические указания по исследованию ползучести горных пород. Л., изд. ВНИМИ, 1973. 31 с.

37. Методические указания по исследованию горного давления на угольных и сланцевых шахтах. Л., изд. ВНИМИ, 1973. 102 с.

38. Нестеров М. П. Об инженерных методах расчета ленточных целиков.— «Горный журнал», 1967, № 9, с. 25—28.

39. Никольская Н. М., Дробышев В. Ф. Влияния деформации пород и земной поверхности на шахтные столбы и наземные сооружения при понижении уровней подземных вод.— В кн.: Горное давление, сдвигание горных пород и методика маркшейдерских работ, сб. № 76. Л., изд. ВНИМИ, 1970, с. 322—334.

40. Орлов А. А., Сетков В. Ю., Степаненко О. Т. К вопросу о сопротивлении механизированных крепей для очистных забоев на пологих пластах.— «Уголь», 1971, № 8, с. 57—60.

41. Панюков П. Н. Инженерная геология. М., Госгортехиздат, 1962. 343 с.

42. Петухов И. А. Условия возникновения подвижек по напластованию при разработке угольных пластов в Челябинском бассейне.— В кн.: Труды по вопросам горного давления, сдвижения горных пород и методики маркшейдерских работ, сб. № 50. Л., Госгортехиздат, 1963, с. 137—159.

43. Петухов И. А. Влияние сдвижений по напластованию на вертикальные столбы при разработке пластов на большой глубине.— В кн.: Иссле-

дование проявлений горного давления на глубоких горизонтах шахт. Л., изд. ВНИМИ, 1971, с. 347—353.

44. Петухов И. М. Изучение природы горных ударов, обоснование и разработка мер борьбы с ними. Днсс. на соиск. уч. степени докт. техн. наук. Л., изд. ЛГИ, 1968.

45. Петухов И. М. Использование защитных пластов для борьбы с горными ударами и внезапными выбросами угля и газа. Л., изд. ВНИМИ, 1966. 196 с.

46. Петухов И. М. Прогноз степени удароопасности отдельных участков пласта угля.— В кн.: Горное давление, сдвигание горных пород и методика маркшейдерских работ, сб. № 63. Л., изд. ВНИМИ, 1967, с. 429—452.

47. Петухов И. М. Горные удары на угольных шахтах. М., «Недра», 1972. 221 с.

48. Протодьяконов М. М. Давление горных пород и рудиничное крепление, ч. I. М.—Л., Госгориздат, 1933. 127 с.

49. Пушкарёв В. И., Сапожников В. Т. Предельное равновесие отколов круглых выемок.— В кн.: Горное давление, сдвигание горных пород и методика маркшейдерских работ, сб. № 56, Л., изд. ВНИМИ, 1966, с. 159—173.

50. Ростовцев Д. С. Управление кровлей при разработке пологопадающих пластов каменного угля. Киев, Гостехиздат, 1935. 378 с.

51. Руппелейт К. В. Некоторые вопросы механики горных пород. М., Углетехиздат, 1954. 384 с.

52. Сергеев Е. М. Общее грунтоведение. М., изд. МГУ, 1952. 383 с.

53. Слесарев В. Д. Разработка свиты пластов. М., Углетехиздат, 1948. 184 с.

54. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. М., Физматгиз, 1960. 244 с.

55. Справочник по маркшейдерскому делу. Под ред. А. Н. Омельченко. М., «Недра», 1973. 488 с.

56. Ставрогин А. Н. Экспериментальные исследования ползучести и долговечности горных пород.— В кн.: Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 38. Л., «Энергия», 1968, с. 228—239.

57. Ткачев И. Г. Механизм прорывов глины и мероприятия по их предотвращению при системах разработки с обрушением кровли.— В кн.: Горное давление и горные удары, сб. № 82. Л., изд. ВНИМИ, 1971, с. 160—168.

58. Указания по прогнозированию проявлений горного давления и выбору расчетных параметров крепи капитальных выработок на глубоких горизонтах шахт Донбасса. Л., изд. ВНИМИ, 1970. 108 с.

59. Указания по охране, поддержанию и рациональному расположению подготовительных выработок на шахтах основных бассейнов страны. М., изд. ВНИМИ, 1972. 122 с.

60. Указания по терминологии горного давления. Л., изд. ВНИМИ, 1972. 38 с.

61. Фадеев А. Б. Прочность горных пород в условиях одноосного и всестороннего сжатия.— «Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых», 1969, № 3, с. 51—58.

62. Фисеико Г. Л. Определение сцепления и коэффициента внутреннего трения полускальных горных пород Коркинского месторождения.— В кн.: Исследование по вопросам маркшейдерского дела, сб. № 27. М., Углетехиздат, 1953, с. 113—134.

63. Фисенко Г. Л. К вопросу о направлениях в исследовании деформаций горных пород.— «Уголь», 1954, № 7, с. 21—23.

64. Фисеико Г. Л., Петухов И. М. К вопросу о распределении нагрузок на целик.— В кн.: Сборник статей по вопросам исследования горного давления и сдвига горных пород, сб. № 32. М., Углетехиздат, 1958, с. 227—242.

65. Фисеико Г. Л. Прочностные характеристики массива горных по-

род.— В кн.: Механика горных пород и маркшейдерское дело. М., Углетехиздат, 1959, с. 91—100.

66. Фисенко Г. Л. О методах расчета устойчивости бортов глубоких карьеров.— В кн.: Математические методы в горном деле, ч. II. Новосибирск, Изд-во СО АН СССР, 1963, с. 172—190.

67. Фисенко Г. Л., Веселков В. И. Изучение деформаций ползучести глинистых пород при сдвиге.— В кн.: Формирование и изменение физико-механических свойств горных пород под влиянием естественных и искусственных факторов. Л., изд. ЛГИ, 1966, с. 420—425.

68. Фисенко Г. Л., Пустовойтова Т. К. Определение предельного сопротивления сдвигу группы слоев горных пород с различными деформационными характеристиками.— В кн.: Горное давление, сдвигание горных пород и методика маркшейдерских работ, сб. № 70. Л., изд. ВНИМИ, 1968, с. 130—136.

69. Фисенко Г. Л. О механических свойствах массивов горных пород.— В кн.: Инженерно-геологические прогнозы при разведке глубоких горизонтов месторождений твердых полезных ископаемых. М., изд. ВСЕГИНГЕО, 1969, с. 15—17.

70. Фисенко Г. Л. Методы количественной оценки структурных ослаблений массива горных пород в связи с анализом их устойчивости.— В кн.: Современные проблемы механики горных пород. Л., «Наука», 1972, с. 21—29.

71. Фисенко Г. Л., Веселков В. И. Исследование ползучести глинистых горных пород при испытаниях на сдвиг. В кн.: Проблемы реологии горных пород. Киев, «Наукова думка», 1970, с. 203—211.

72. Фисенко Г. Л., Кузнецов С. Т. О задачах инженерной геологии и механики горных пород при количественной оценке геологических факторов, влияющих на разработку месторождений полезных ископаемых.— В кн.: Проблемы инженерной геологии. М., изд. МГУ, 1970, с. 309—315.

73. Фисенко Г. Л., Петухов И. М. Некоторые вопросы прогноза горных ударов.— В кн.: Горное давление, сдвигание горных пород и методика маркшейдерских работ, сб. № 74. Л., изд. ВНИМИ, 1970, с. 411—422.

74. Фисенко Г. Л. Проблемы горного давления и сдвигания горных пород при разработке глубоких горизонтов угольными шахтами и разрезами.— В кн.: Исследование проявлений горного давления на глубоких горизонтах шахт. Л., изд. ВНИМИ, 1971, с. 3—14.

75. Фисенко Г. Л. Некоторые вопросы сдвигания горных пород при разработке глубоких горизонтов угольных шахт.— В кн.: Исследование проявлений горного давления на глубоких горизонтах шахт. Л., изд. ВНИМИ, 1971, с. 337—346.

76. Фисенко Г. Л. О взаимодействии крепи и пород в капитальных выработках.— В кн.: Горное давление и горные удары, сб. № 82. Л., изд. ВНИМИ, 1971, с. 265—272.

77. Фисенко Г. Л. О расчете ленточных цепников методом предельного равновесия.— «Горный журнал», 1972, № 5, 57—59.

78. Фисенко Г. Л. Расчет предельных напряжений горных пород вокруг выработок и в цепниках.— Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых, 1972, № 6, с. 3—10.

79. Фисенко Г. Л. Особенности проявления горного давления при разработке глубоких горизонтов шахт.— «Уголь», 1973, № 10, с. 8—15.

80. Фисенко Г. Л. Условия выпучивания основания ленточных цепников.— В кн.: Горное давление и горные удары, сб. № 88. Л., изд. ВНИМИ, 1973, с. 100—109.

81. Фисенко Г. Л. Устойчивость бортов угольных карьеров. М., Углетехиздат, 1956. 230 с.

82. Фисенко Г. Л. Устойчивость бортов карьеров и отвалов. М., «Недра», 1965. 378 с.

83. Флорин В. А. Основы механики грунтов, т. II. Л.—М., Госстройиздат, 1961. 543 с.

84. Цимбаревич П. М. Механика горных пород. М., Углетехиздат, 1948. 184 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	С. 3
Глава I. Механические характеристики образцов горных пород . . .	10
§ 1. Прочность образцов горных пород	10
§ 2. Реологические свойства	15
§ 3. Классификация горных пород по физико-механическим свойствам	21 ✓
Глава II. Массив горных пород и его механические свойства . . .	27
§ 1. Классификация горно-геологических комплексов	27
§ 2. Структура пород и горно-геологических комплексов	29
§ 3. Механические характеристики массива горных пород	34
§ 4. Естественная напряженность массива горных пород	41
§ 5. Картирование и районирование шахтных полей по инженерно-геологическим условиям разработки	43
Глава III. Основные положения теории предельного равновесия среды с трением	45
§ 1. Основные сведения о напряжениях	45
§ 2. Условия предельного равновесия горных пород	50
§ 3. Условия специального предельного равновесия	53
§ 4. Основные уравнения плоской задачи	54
§ 5. Осесимметричные задачи теории предельного равновесия	60
§ 6. Графические методы расчета предельного равновесия среды с трением	63
Глава IV. Напряженно-деформированное состояние горных пород в области влияния очистных выработок	71
§ 1. Общие вопросы сдвижения горных пород	71
§ 2. Условия возникновения сдвига и изгиба слоев над очистными выработками	73
§ 3. Определение веса зависающих пород и пригрузки зоны опорного давления	78
§ 4. Распределение нагрузок в зоне опорного давления и определение ее ширины	81
§ 5. Зоны с различным напряженно-деформированным состоянием пород	87
§ 6. Особенности сдвижения горных пород при наклонном и крутом залеганиях пластов	92
§ 7. Особенности сдвижения горных пород при подработке склонов	99
Глава V. Расчет предельных нагрузок на ленточные целики	104
§ 1. Общие принципы расчета несущей способности целиков	104
§ 2. Несущая способность целиков со слабыми контактами с вмещающими породами	105
§ 3. Учет влияния защемления краевой части целика и непостоянства значений углов внутреннего трения	109

	С.
§ 4. Расчет несущей способности целиков по предельному состоянию их оснований	111
§ 5. Расчет целиков, содержащих слабые прослои	121
§ 6. Несущая способность укрепленных целиков	124
Глава VI. Предельные состояния пород вокруг одиночных горизонтальных выработок	127
§ 1. Особенности предельных состояний пород вокруг одиночных выработок и их взаимодействия с крепью	127
§ 2. Построение сеток линий скольжения, определение напряжений и ограничение зоны предельного состояния	129
§ 3. Расчет смещений контура сечения выработок	140
§ 4. Нарастание смещений и нагрузок на крепь во времени	146
§ 5. Взаимное влияние смежных выработок	148
Глава VII. Предельные состояния пород вокруг вертикальных шахтных стволов	151
§ 1. Представления о природе горного давления в шахтных стволах	151
§ 2. Условия сползания пород вокруг ствола	154
§ 3. Давление на крепь ствола по условию плоской деформации	157
§ 4. Сопоставление результатов расчета по формулам плоской деформации и по условию сползания пород	162
Глава VIII. Устойчивость и предельные состояния кровли выработок камерного типа	165
§ 1. Устойчивость кровли в однородных породах	165
§ 2. Предельное состояние слоистой кровли при небольших глубинах	171
§ 3. Влияние глубины на предельный пролет слоистой кровли	176
Глава IX. Рациональные условия расположения подготовительных выработок	179
§ 1. Принципы расчета смещений контура сечения подготовительных выработок	179
§ 2. Зоны повышенных и пониженных напряжений в области влияния очистных выработок	180
§ 3. Зоны предельных состояний пород вокруг подготовительных выработок	181
§ 4. Определение смещений контура сечения подготовительных выработок	185
§ 5. Об условиях безремонтного поддержания подготовительных выработок	196
§ 6. Сопоставление рассчитанных и наблюдаемых смещений	202
§ 7. Крепь подготовительных выработок	210
Глава X. Предельные состояния кровли очистных выработок	214
§ 1. Типы предельных состояний кровли очистных выработок	214
§ 2. Условия предельного состояния кровли впереди очистного забоя	219
§ 3. Разрушение кровли путем изгиба, расслоения и скола	221
§ 4. Влияние глубины разработки на тип предельного состояния кровли	228
§ 5. Влияние типа предельного состояния кровли на управление ею	229
§ 6. Условия сползания почвы и кровли при крутом падении	235
	271

Глава XI. Условия возникновения горных ударов, внезапных выбросов и других видов динамических проявлений горного давления	238
§ 1. Виды динамических проявлений горного давления	238
§ 2. Типы горных ударов в зависимости от геологических условий	239
§ 3. Условия нагружения пород в зонах потенциальных очагов горных ударов	247
§ 4. Стреляния горных пород	250
§ 5. Высыпание угля	252
§ 6. Внезапные выбросы угля и газа, выбросы пород — предельные состояния при наличии газового давления	255
§ 7. Меры борьбы с горными ударами и внезапными выбросами угля (пород) и газа	257
§ 8. Условия внезапного прорыва воды, пльвуи и водонасыщенной глины	260
Заключенне	263
Список литературы	266

Фисенко Георгий Лаврентьевич

ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД ВОКРУГ ВЫРАБОТОК

Редактор издательства *Л. Ф. Тараканова*. Художественный редактор *О. Н. Зайцева*.
Обложка художника *К. Матусевич*. Технические редакторы: *В. Л. Прозоровская*,
В. В. Соколова. Корректор *С. В. Зимина*

Сдано в набор 9/XII 1975 г. Подписано в печать 9/IV 1976 г. Т-07063. Формат 60×90¹/₁₆.
Бумага № 2. Печ. л. 17,0. Уч.-изд. л. 17,65. Тираж 2000 экз. Заказ № 614/4745-9. Цена 1 р. 91 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, 1/19
Ленинградская типография № 8 Союзполиграфпрома при Государственном комитете
Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
190000, Ленинград, Прачечный пер., 6