МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
имени первого Президента Российской Федерации Б.Н. Ельцина

ЕСТЕСТВЕННО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ФАКУЛЬТЕТ

Кафедра «Физические процессы горного производства»

Ш.А. Мамбетов

ГЕОМЕХАНИКА В ПРИМЕРАХ И ЗАДАЧАХ

Учебное пособие

Допущено Министерством образования и науки
Кыргызской Республики в качестве учебного пособия
для студентов высших учебных заведений

Бишкек 2021

УДК 622.02.531
ББК 33.1
М 22

Рецензенты:

К.Т. Тажибаев, д-р техн. наук, проф.,
М.М. Шамсутдинов, д-р техн. наук, проф.,
К.Ч. Кожогулов, д-р техн. наук, профессор

Рекомендовано к изданию
Ученым советом ГОУВПО КРСУ

Мамбетов Ш.А.
М 22 ГЕОМЕХАНИКА В ПРИМЕРАХ И ЗАДАЧАХ: учебное пособие. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2021. – 172 с.

ISBN 978-9967-19-784-8

Учебное пособие предназначено для выполнения практических заданий по определению механических свойств и напряженного состояния породного массива, а также изучения геомеханических процессов в капитальных и подготовительных горных выработках и при ведении очистных работ расчетным путем.

Рекомендовано для студентов горных вузов и факультетов.

УДК 622.02.531
ББК 33.1

ISBN 978-9967-19-784-8 © ГОУВПО КРСУ, 2021

ВВЕДЕНИЕ

Геомеханика – это прикладная дисциплина, изучающая механическое поведение породного массива под воздействием внешних сил, а именно, геомеханические процессы, протекающие в массиве, связанные с проведением в нем горных выработок.

Предложенное учебное пособие предназначено для выполнения практических занятий по определению механических свойств и напряженного состояния породного массива, оценки геомеханических процессов в различных горных выработках, а также расчета их устойчивости.

Цель данных занятий состоит в углублении и конкретизации знаний, полученных студентами на лекциях по геомеханике, а также в получении практических навыков расчетов при использовании геомеханических методов.

Каждые занятия включают в себя: основные физические предпосылки рассматриваемых методов, методические и технологические особенности реализации этих методов на практике и конкретные примеры и задачи, взятые из практики проектирования, строительства и эксплуатации горных выработок в условиях различных месторождений и других инженерных объектов в породных массивах.

ГЛАВА 1. Механические свойства породного массива

1.1. Основные понятия и определения

Горные породы – естественные минеральные агрегаты более или менее постоянного состава и строения, сформировавшиеся в результате геологических процессов и залегающие в земной коре в виде самостоятельных литологических разностей, механические свойства которых характеризуются механическими свойствами образца горной породы.

Литологическая разность – часть земной коры, сложенная одноименной горной породой.

Под *образцом горной породы* подразумевается часть горной породы, изъятая из естественно залегающей литологической разности для экспериментального определения ее свойств, размеры которой больше элементарного объема горной породы.

Под *породным массивом* следует понимать, как связанную часть земной коры, сложенную одной или несколькими литологическими разностями, в пределах которой локализуются все механические процессы, обусловленные горными работами, и механические свойства которой не характеризуются механическими свойствами технически доступных образцов породного массива.

Под *образцом породного массива* понимается часть массива, изъятая из естественного залегания для экспериментального определения его свойств, чьи размеры обычно меньше размеров элементарного объема породного массива.

Термин *«элементарный объем»* является одним из базовых понятий геомеханики.

В геомеханике существуют два понятия сплошности: физическое, которое подразумевает отсутствие в исследуемом объекте каких-либо дефектов, и математическое, которое сводится к требованию непрерывности поля напряжения и дефектности.

Элементарный объем породного массива – это такой объем, который сохраняет в себе все свойства данного массива и в то же время достаточно мал по сравнению с изучаемым объектом, поэтому его напряженно-деформированное состояние можно рас-

сматривать как напряженно-деформированное состояние в определенной точке. Соответственно, площадь сечения элементарного объема и его линейный размер будем называть элементарной площадью и элементарной длинной.

Вводя в определение понятия «образец горной породы» и «образец породного массива», а также условия соизмеримости образцов с элементарными объемами породы и массива, можно предположить, что с помощью образцов горной породы можно получить представление об изучаемых объектах только в том случае, если эти образцы соизмеримы с элементарными объемами. Для описания свойств породного массива, ввиду того что технические допустимые размеры его образцов практически всегда меньше размеров элементарного объема, необходимо привлекать специальные методы, например, аналитические.

Механические свойства горных пород – это класс физических свойств, характеризующих поведение (состояние) горных пород в условиях различных механических силовых воздействий.

Механические свойства горных пород подразделяются на *деформационные*, характеризующие способность пород деформироваться под нагрузкой; *прочностные*, характеризующие сопротивляемость пород различным силовым воздействиям; и *реологические*, характеризующие временные процессы деформирования пород.

Геомеханические процессы в горных породах и породных массивах – это механические процессы деформирования, перераспределения напряжений и разрушений.

Проявления геомеханических процессов (проявления горного давления) – это инструментально или визуально наблюдаемая реализация геомеханических процессов в виде смещений, обрушений, горных ударов.

1.2. Общая систематика горных пород

В общем случае горные породы представляют собой многокомпонентные гетерогенные системы, включающие твердую, жидкую и газообразную фазы. Наличие жидкой и газообразной фаз обусловлено пористостью пород.

В зависимости от геологических процессов, в результате которых образовались горные породы, их разделяют на три генетические группы: магматические (или изверженные), осадочные и метаморфические. Однако применительно к кругу задач, решенных в геомеханике, породы можно классифицировать и по характеру связей между их частицами. По этому признаку следует выделить несколько классов пород.

I. Твердые, в которых слагающие их твердые минеральные частицы связаны между собой жесткой связью, обеспечивающей сохранение формы. К ним относятся магматические, осадочные сцементированные и метаморфические породы. Твердые породы разделяют на скальные и полускальные. К скальным относят большую часть твердых и метаморфических пород и некоторые породы осадочного происхождения. К полускальным относят часть твердых и метаморфических пород (со слабыми силами сцепления между частицами) и породы осадочного происхождения. Примерами осадочных пород могут служить граниты, диабазы, базальты, сиениты, гнейсы, крепкие песчаники и известняки. Примерами полускальных пород являются слабоцементированные песчаники, слабые известняки, доломиты, мергели, песчанистые и глинистые сланцы, аргиллиты и алевролиты.

Скальные и полускальные породы по степени трещиноватости подразделяются на пять технологических категорий:

1. Практически монолитные, у которых размер отдельностей превышает 1,5 м, средний размер – около 1 м. Видимые трещины отсутствуют.

2. Малотрещиноватые, у которых среднее расстояние между трещинами и размер отдельностей – до 1,5 м (в среднем 0,7 м). Такие породы имеют блочное строение, видимые трещины в них заполнены мелким материалом.

3. Средней трещиноватости, у которых расстояние между трещинами и средний размер отдельностей составляют около 0,5 м. Они имеют блочное строение, хорошо различимые, иногда заполненные мелким материалом трещины.

4. Сильнотрещиноватые с отдельностями в среднем около 0,3–0,4 м. Часто имеют место напластования и видимые сомкнутые трещины.

5. Чрезвычайно трещиноватые, имеющие средний размер отдельностей в массиве около 0,1 м. Отсутствуют отдельности крупнее 1 м.

II. Связные или пластичные. В породе этого класса минеральные частицы связаны водно-коллоидной связью, преимущественно через тонкие пленки воды, обволакивающие частицы. В зависимости от степени насыщения этих пород водой, изменяется степень их пластичности. Примером связных пород является глина и слабые глинистые сланцы, суглинки, бокситы.

III. Раздельнозернистые или рыхлые, сыпучие, в которых связь между минеральными частицами отсутствует или ничтожно мала; т. е. эти породы представляют собой простые механические смеси частиц нескольких или одного минерала, либо обломки твердых пород. Примерами раздельнозернистых пород являются пески, гравийно-галечные отложения, искусственные отвалы пород. Здесь выделяют песчаные и крупнообломочные породы.

IV. Текучие. В породах этого класса минеральные частицы разобщены водой, т. е. способны различным образом перемещаться вместе с вмещающей их породой. Примером таких пород являются насыщенные водой пески (плывуны).

Наибольший объем всех горных работ приходится на твердые породы, поэтому их изучение представляет особый интерес в геомеханике.

1.3. Механические свойства породного массива

К механическим свойствам породного массива относятся: прочность породного массива при сжатии; прочность породного массива при растяжении; прочность породного массива при срезе; модуль Юнга; коэффициент Пуассона; а также реологические свойства (вязкость, ползучесть, релаксация напряжений), которые характеризуют изменение формы, размеров и сплошности породного массива под воздействием механических нагрузок, которые создаются в результате действия естественных (горного давления,

тектонического давления) или искусственных факторов (взрывные работы, дробление, резанье и др.). Механические нагрузки вызывают в породном массиве напряжение и деформацию. По виду деформаций и связей, вызвавшими их напряжениями, механические свойства подразделяют на упругие (модуль Юнга, коэффициент Пуассона и др.), пластические (модуль полной деформации, коэффициент пластичности и др.), прочностные (пределы прочности при сжатии, растяжении и др.) и реологические свойства (период релаксации, предел длительной прочности и др.).

Перечисленные выше свойства породного массива обусловлены совместным действием многочисленных факторов и, прежде всего:

- свойствами материала основного тела массива;
- слоистостью и сланцеватостью;
- трещиноватостью;
- видом, ориентировкой, шириной зияния и частотой трещин;
- заполняющим трещины материалом;
- водостойкостью;
- напряженным состоянием;
- временем.

Каждый из этих факторов может качественно и по интенсивности изменяться от места к месту, так в природе возникает бесконечное разнообразие свойств породного массива, и каждый отдельный случай их изучения ставит совершенно индивидуальные или абсолютно новые задачи.

Механические свойства породного массива определяют с помощью методов, которые можно объединить в пять групп:

- методы, основанные на имитации лабораторного эксперимента, но в значительно увеличенном масштабе;
- методы, основанные на выполнении отдельных горных работ;
- скважинные методы механических испытаний;
- инденторные методы;
- геофизические методы.

1.4. Определение прочностных свойств породного массива

Прочность породного массива определяется величиной критических напряжений, при которых происходит его разрушение. Эти напряжения различны для разных породных массивов и для разных видов приложенных нагрузок. Они носят название пределов прочности. Различают пределы прочности породного массива при сжатии $\sigma_{сж}$, растяжении $\sigma_{р}$, сдвиге $\tau_{сдв}$, изгибе $\sigma_{изг}$.

Пределом прочности породного массива $[\sigma]$ называют максимальное значение напряжения, которое выдерживает массив до разрушения:

$$[\sigma] = \frac{P}{F}, \tag{1.1}$$

где P – разрушающая нагрузка; F – площадь, на которую действует приложенная нагрузка.

Предел прочности массива при одноосном сжатии $[\sigma_{сж}]$ – наиболее широко определяемая характеристика прочности породного массива. В зависимости от состава и структуры массива прочность его сжатия может колебаться в весьма больших пределах.

Прочность на растяжение $[\sigma_{р}]$ массива значительно ниже его прочности на сжатие. Это одна из наиболее характерных особенностей породного массива, определяющая его поведение в поле механических сил. Породные массивы плохо сопротивляются растягивающим усилиям, появление которых в тех или иных участках массива при разработке служат критерием опасности обрушения пород и разрушения горных выработок. Отношение $\sigma_{сж}/\sigma_{р}$ весьма различно.

Прочность на срез (сдвиг) может быть охарактеризована двумя функционально связанными параметрами: сцеплением и углом внутреннего трения породы. Эту функциональную связь выражает уравнение Кулона-Мора:

$$\tau_{n} = \sigma_{n} \cdot \operatorname{tg}\varphi + [\tau_{0}], \tag{1.2}$$

где σ_n – нормальное напряжение при срезе; φ – угол внутреннего трения; $[\tau_0]$ – сцепление.

1. При использовании методов, имитирующих лабораторный эксперимент, осуществляют разрушение частично отделенных от массива крупных частей горных пород.

Например, метод определения прочности при сжатии призм, отделенных от массива с пяти сторон. Нагружение осуществляют гидроподушкой или гидравлическими домкратами, деформации замеряют тензометрами.

Таким же образом определяют прочность путем раздавливания призм, оконтуренных только с четырех сторон, для участков массива, которые отделены только врубовой щелью. При этом получают информацию о пределах прочности при одноосном сжатии, объемном сжатии при сдвиге, при изгибе, при растяжении и отрыве, о деформационных и упругих свойствах, сцеплении и угле внутреннего трения в породном массиве (рисунок 1.1).

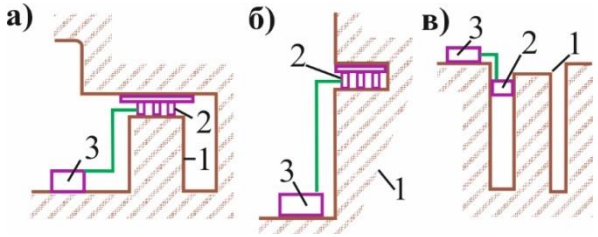

Рисунок 1.1 – Схема непосредственного определения прочностных свойств в породных массивах: *а* – предел прочности при одноосном сжатии; *б* – предел прочности при сдвиге со сжатием; *в* – предел прочности при изгибе; 1 – испытываемый массив; 2 – гидродомкрат; 3 – насос

2. Методы, используемые при выполнении горных работ. Они могут быть крупномасштабными и локальными. Крупномасштабные методы, по существу, представляют те же рассмотренные выше варианты с той лишь разницей, что нагружение участков массива производится не искусственными нагружающими устройствами, а за счет перераспределения горного давления (естественная нагрузка). Так определяют предел прочности

при изгибе кровли подземной камеры путем ее отработки, предел прочности при сжатии междукамерного целика отработанной камеры и образующимся, таким образом, увеличением площади обнаженной кровли, приходящейся на целик (рисунок 1.2).

Общая нагрузка кровли площадью $S_к$:

$$F = \gamma g H S_к \cos\alpha . \qquad (1.3)$$

Эта нагрузка воспринимается целиком площадью $S_ц$, высотой $h_ц$ и шириной a:

$$F = \sigma_{сж} S_ц \sqrt{\frac{a}{h_ц}} \cdot K_м . \qquad (1.4)$$

Отсюда:

$$\sigma_{сж} = \gamma g H \frac{S_к}{S_ц} \sqrt{\frac{K_ц}{a} \frac{\cos\alpha}{K_м}} , \qquad (1.5)$$

где γ – объемная масса горных пород; g – ускорение свободного падения; H – глубина заложения выработок; α – угол наклона залежи; $K_м$ – коэффициент морозности массива; $K_ц$ – коэффициент формы целика.

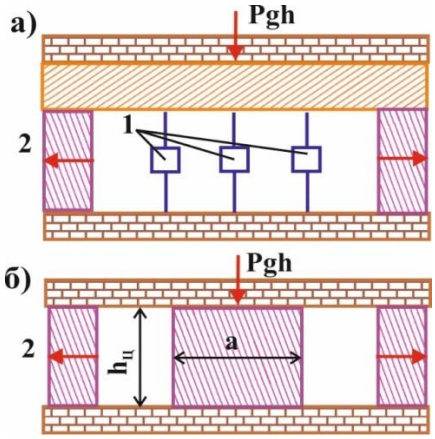

Рисунок 1.1 – Схема опытных горных работ при определении предела прочности кровли: *а* – при изгибе; *б* – предела прочности целика; 1 – деформометры; 2 – направление очистных работ

Методы локальных горных работ связаны с определением тех или иных механических характеристик массива при проведении определенных горнодобывающих работ. Так, в процессе бурения скважин по параметрам энергоемкости бурения, величинам осевого давления, усилиям вращения возможно определение параметров прочности пород, проходимых буровым инструментом, а также характеристик их буримости.

К локальным горным работам относятся также методы осуществления горных взрывов, по которым определяют удельный расход ВВ. Для проведения опытных взрывов выбирают блоки породных массивов с одинаковыми свойствами по прочности и трещиноватости. Бурят скважины соответствующего диаметра. Дробление производят различными зарядами ВВ (взрывчатого вещества) для достижения степени измельчения ниже размеров кондиционного куска (например, $d = 100$ мм).

Эта величина расходов ВВ считается исходной для расчета паспорта буровзрывных работ и их месторасположения.

3. Скважинные методы механических испытаний основаны на использовании различных механизмов, осуществляющих разрушение пород в скважине. К ним относятся различные приспособления по срезанию пород, нагружению стенок скважин и др. Так, методы полевых испытаний грунтов на срез в скважинах положены в основу ГОСТ 21719–80.

Принцип действия скважинного стабилометра основан на использовании кольцевой эластичной манжеты для передачи бокового давления на целик породы, выбуренный колонковым буром в забое скважины. В итоге по своей сущности эти испытания ничем не отличаются от уже рассмотренных лабораторных методов.

4. Инденторные методы. Они основаны на точечном нагружении отдельных участков массива. Так как эти методы косвенные, то во всех случаях необходима предварительная тарировка инденторных приборов.

Инденторные методы по способу нагружения подразделяют на динамические и статические. Как одни, так и другие различаются по параметрам, определяемым в результате нагружения:

а) по величине деформации вдавливания при известной и постоянной нагрузке;

б) по усилию вдавливания при фиксированной и постоянной глубине вдавливания;

в) по критическому усилию вдавливания, при котором происходит разрушение породы.

Динамические методы могут быть основаны либо на ударе, либо на сверлении.

Как видно из приведенного перечня, все эти методы имеют аналоги среди лабораторных методов испытания горных пород на твердость, абразивность, контактную прочность.

5. Геофизические методы подразделяются на скважинные и полевые. Первые связаны с изучением свойств пород на обнаженных стенках скважины по всей ее длине, вторые – с изучением массива с поверхности земли или с обнажения в горных выработках.

Для получения информации о механических свойствах пород используется акустический и электрический каротаж.

Применительно к горным породам наибольшее распространение получила теория прочности Мора, основанная на зависимости между касательными и нормальными напряжениями в каждой точке тела, находящегося в сложнонапряженном состоянии.

Согласно теории Мора, разрушение наступает тогда, когда либо касательная напряжения τ превысит определенное предельное значение $\tau_{кр}$, величина которого тем больше, чем больше нормальное напряжение, действующее на образец, либо при $\tau = 0$, когда нормальные растягивающие напряжения превысят определенный предел, равный σ_p.

Графически зависимость между нормальными и касательными напряжениями изображается в виде параболы (рисунок 1.3). Связь между нормальными и касательными напряжениями представлена графически в виде кругов напряжений, которые строятся следующим образом. По оси абсцисс откладывают максимальное и минимальное значение нормальных напряжений, действующих на образец. На разности отрезков, как на диаметре, строят круг. При этом значения касательного и нормального напряжений в любой точке образца могут быть найдены, если задан угол плоскости, в которой определяются напряжения. Для этого под

этим углом из точки пересечения окружности с абсциссой проводят прямую до её пересечения с окружностью. Значению касательных напряжений соответствует ордината точки пересечения окружности с этой прямой, а абсцисса – значению нормальных напряжений. Причем каждому значению напряженного состояния соответствует свой круг напряжений (рисунок 1.4).

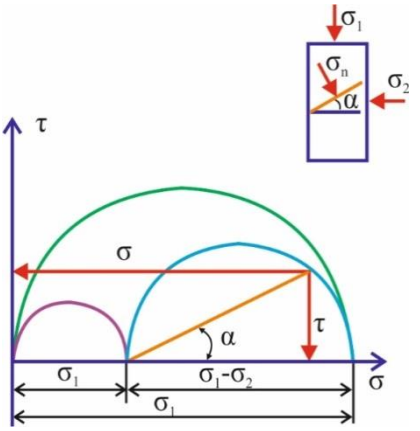

Рисунок 1.3 – Взаимосвязь между нормальным и касательным напряжениями

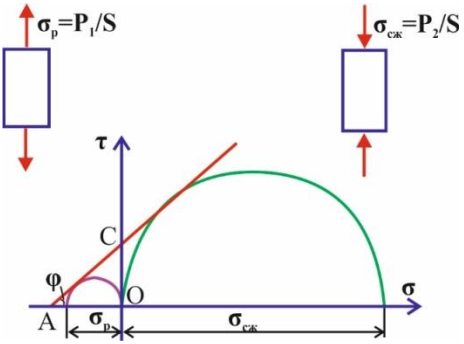

Рисунок 1.4 – Паспорт прочности горных пород, построенный на базе $\sigma_{сж}$ и $\sigma_р$

Паспорт прочности может быть представлен аналитически в виде параболы:

$$\tau = \sqrt{\left(\sigma_p + \sigma\right)\left[2\sigma_p - 2\sqrt{\sigma_p\left(\sigma_p + \sigma_{сж}\right)} + \sigma_{сж}\right]} \qquad (1.6)$$

или в виде прямой линии:

$$\tau = c + \sigma \cdot \mathrm{tg}\varphi, \qquad (1.7)$$

где c – предел прочности породы при срезе, в условиях отсутствия нормальных напряжений, называют сцеплением породы; φ – угол внутреннего трения; tg φ – коэффициент внутреннего трения.

1.5. Определение упругих свойств породного массива

Упругие свойства породного массива характеризуются модулем упругости E, модулем сдвига G, модулем объемной упругости K и коэффициентом Пуассона.

Модуль упругости E представляет собой отношение нормального напряжения σ_n к относительной линейной деформации образца $\varepsilon_l = \Delta l / l$ в направлении действия приложенной нагрузки:

$$E = \frac{\sigma_n}{\varepsilon_l} \ . \qquad (1.8)$$

Модуль сдвига G – отношение касательного напряжения τ к относительному сдвигу θ:

$$G = \frac{\tau}{\theta} \ . \qquad (1.9)$$

Относительный сдвиг θ именуют иногда угловой деформацией. Он характеризует изменение формы деформированного тела и выражается зависимостью:

$$\theta = \frac{\pi/2 - \alpha}{\pi/2}, \qquad (1.10)$$

где α – угол наклона каждого прямоугольного элемента тела после деформирования.

Модуль объемной упругости K или модуль всестороннего сжатия, равен отношению равномерного всестороннего напряжения к относительному упругому изменению объема образца:

$$K = \frac{\sigma_p}{\Delta V / V}, \qquad (1.11)$$

где $\frac{\Delta V}{V}$ – относительное изменение объема.

Коэффициент поперечных деформаций μ, или коэффициент Пуассона, является мерой пропорциональности между относительными деформациями в направлении, перпендикулярном к вектору приложенной нагрузки и параллельны ему:

$$\mu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} = \frac{\varepsilon d}{\varepsilon l}. \qquad (1.12)$$

Перечисленные характеристики упругих свойств пород функционально связаны между собой следующими соотношениями:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}; \qquad (1.13)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)}. \qquad (1.14)$$

Зная две из этих характеристик, можно расчетным путем определить значения двух других. Характеристики E и μ обычно определяют экспериментально в массиве или на образце породы.

Упругие параметры горных пород могут определяться в двух различных временных режимах: 1) при статистическом приложении внешней нагрузки $p(t) = const$ (где t – время); 2) при динамическом приложении внешней нагрузки по определенному закону $p(t) = \theta(t)$.

Как в лабораторных, так и в натурных условиях наиболее часто используются акустические методы, относящиеся к знакопеременным, малоамплитудным динамическим методам. При использовании акустических методов не происходит разрушения микроструктуры породы (закрытие трещин, пор и т. п.); связь между напряжениями σ и деформациями E полностью соответствует закону Гука, и в малой степени проявляется влияние про-

цессов пластичности. В связи с этими причинами, динамические модули всегда превышают значения статических модулей упругости (в среднем на 20–30 %).

Для определения динамических модуля Юнга E, модуля сдвига G, и коэффициента Пуассона μ на образцах или в массиве, измеряются скорости распространения продольных V_p, поперечных V_S и релеевских V_R. волн. Если условия измерения скоростей упругих волн на образцах близки к условиям в неограниченном массиве:

$$r \geq 1,25\lambda\,; \quad l \geq (2 \div 4)\lambda\,; \quad l \geq 4r\ , \tag{1.15}$$

где l – длина образца; r – радиус поперечного сечения образца; λ – длина волны в образце, то динамические упругие параметры горной породы определяются следующим образом:

а) для изотропных:

$$E = \frac{V_p^2 \rho}{g} \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu}\,; \tag{1.16}$$

$$G = \frac{V_S^2 \rho}{g}\,; \tag{1.17}$$

$$\mu = \frac{V_p^2 - 2V_S^2}{2(V_p^2 - 2V_S^2)}\,; \tag{1.18}$$

б) для анизотропных с трансверсально-изотропной симметрией:

$$\begin{aligned} E_x &= \frac{V_{px}^2 \rho}{g} \frac{(1-\mu_{xy})(1-\mu_{xy}-2\mu_{xz}\cdot\mu_{zx})}{1-\mu_{yz}\mu_{zy}} \\ E_z &= \frac{V_{pz}^2 \rho}{g} \frac{(1-\mu_{xy})(1-\mu_{xy}-2\mu_{xz}\cdot\mu_{zx})}{1-\mu_{xy}} \end{aligned}\,; \tag{1.19}$$

$$G_{zx} = \frac{V_{Szx} \rho}{g}\ ; \tag{1.20}$$

$$\mu_{xy} = \frac{V_{px}^2 - 2V_{Sxy}^2}{2\left(V_{px}^2 - 2V_{Sxy}^2\right)} \quad ; \qquad (1.21)$$
$$\mu_{yx} = \frac{V_{px}^2 - 2V_{Szx}^2}{2\left(V_{px}^2 - 2V_{Szx}^2\right)}$$

в) для анизотропных с ортотропной симметрией:

$$E_X = \frac{V_{px}^2 \cdot \rho}{g} \frac{1 - \mu_{xy}\mu_{yx} - \mu_{yz}\mu_{zy} - \mu_{zx}\mu_{xz} - 2\mu_{xz}\mu_{yz}\mu_{yx}}{1 - \mu_{yz}\mu_{zy}}$$

$$E_Y = \frac{V_{py}^2 \cdot \rho}{g} \frac{1 - \mu_{xy}\mu_{yx} - \mu_{yz}\mu_{zy} - \mu_{zx}\mu_{xz} - 2\mu_{xz}\mu_{yz}\mu_{yx}}{1 - \mu_{yz}\mu_{zy}} \quad ; \quad (1.22)$$

$$E_Z = \frac{V_{pz}^2 \cdot \rho}{g} \frac{1 - \mu_{xy}\mu_{yx} - \mu_{yz}\mu_{zy} - \mu_{zx}\mu_{xz} - 2\mu_{xz}\mu_{yz}\mu_{yx}}{1 - \mu_{yz}\mu_{zy}}$$

$$G_{xy} = \frac{V_{Sxy}\rho}{g}; \quad G_{yz} = \frac{V_{Syz}\rho}{g}; \quad G_{zx} = \frac{V_{Szx}\rho}{g} \quad ; \qquad (1.23)$$

$$\mu_{xy} = \frac{V_{px}^2 - 2V_{Sxy}^2}{2\left(V_{px}^2 - 2V_{Sxy}^2\right)}; \quad \mu_{yz} = \frac{V_{py}^2 - 2V_{Syz}^2}{2\left(V_{py}^2 - 2V_{Syz}^2\right)};$$

$$\mu_{zx} = \frac{V_{pz}^2 - 2V_{Szx}^2}{2\left(V_{pz}^2 - 2V_{Szx}^2\right)} \quad , \qquad (1.24)$$

где E_X, E_Y, E_Z – модуль упругости по главным направлениям анизотропии; G_{xy}, G_{yz}, G_{zx} – модули сдвига в главных плоскостях сдвига; μ_{xy}, μ_{xz}, μ_{zy}, μ_{yx}, μ_{zx}, μ_{yz} – коэффициент Пуассона для соответствующих плоскостей упругой симметрии (первый индекс указывает на направление деформирования, второй – на направление действия силы); ρ – плотность породы; g – ускорение силы тяжести.

Измерение скорости распространения упругих волн в породном массиве производится по методике сквозного прозвучивания, продольного и поперечного профилирования.

На рисунке 1.5, *а* показана наиболее часто применяемая схема измерительных шпуров на наблюдательных станциях. Изме-

рения производятся за пределами влияния выработки (рисунок 1.5, *б*) на поле напряжений, в связи с чем, глубина измерительных шпуров l выбирается из условия: $l \geq R\left(10/\sqrt{\delta - 1}\right)$, где R – радиус выработки. Минимальное расстояние между шпурами выбирается не менее 40 см.

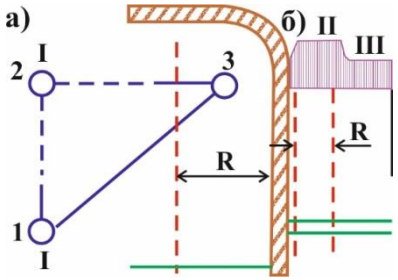

Рисунок 1.5 – Схема измерительных шпуров
на наблюдательных станциях: *а* – трехшпуровая;
б – разрез по I–I

1.6. Реологические свойства породного массива

Реологические свойства породного массива проявляются в виде ползучести, релаксации и снижении прочности при длительном воздействии нагрузок.

Под ползучестью пород подразумевается процесс деформирования, развивающийся во времени даже при постоянной нагрузке.

Кривая ползучести состоит из трех отрезков, соответствующих трем основным стадиям деформации (рисунок 1.6): I – неустановившейся ползучести породы; II – установившемуся состоянию песчанистого течения при постоянной нагрузке; III – возрастанию скорости деформации и наступлению момента разрушения породы.

Релаксация представляет собой ползучесть при напряжении, которая уменьшается пропорционально нарастающей пластиче-

ской деформации, т. е. ползучесть и релаксация – два проявления одного и того же реологического процесса.

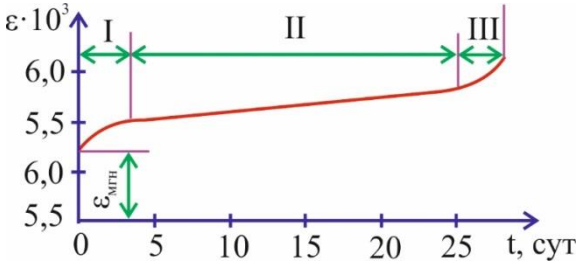

Рисунок 1.6 – График ползучести горных пород на примере образцов песчанистого сланца при напряжении, равном $0,7\sigma_{сж}$, где $\sigma_{сж} = 56$ МПа, $\varepsilon_{мгн}$ – мгновенная деформация

Реологические испытания отличаются своей длительностью и непрерывностью. Измерение деформаций образцов ведут либо механическим способом с применением рычажных и оптических приборов или индикаторов часового типа, либо электрическим способом с использованием электрических тензометров сопротивления.

Например, одним из проявлений свойств ползучести горных пород является длительное смещение контура горных выработок под воздействием горного давления.

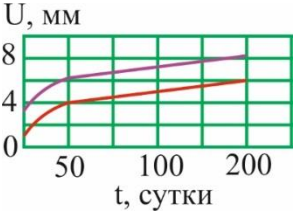

Рисунок 1.7 – Смещение горных пород на контуре штрека на угольной шахте в Караганде

На рисунке 1.7 приведены данные натурных наблюдений за смещением контура штрека на одной из горных шахт Карагандинского бассейна. Штрек сечением в свету 14 м^2 был пройден

в песчаниках на глубине 527 м от поверхности. Наблюдение за смещением горных пород проводилось в течение 262 суток. На рисунке показано смещение двух точек на контуре боков штрека, достигшее 5,5 и 8,3 мм. На краю штрека смещение достигло за это время 25 мм.

Говоря о прочностных характеристиках породного массива, следует отметить, что из-за трудоемкости в их определении и дороговизны оценки пластических свойств разрабатываемого массива, обычно обращаются к характеристикам, определенным в образцах пород. Например, к крепости горных пород – это характеристика сопротивляемости пород по добываемости – технологическому разрушению. Понятие крепости породы было введено профессором М.М. Протодьяконовым, который для качественности ее оценки предложил использовать коэффициент крепости *f*, в первом приближении пропорционально пределу прочности породы при сжатии:

$$f = \frac{\sigma_{сж}}{100} \ . \qquad (1.25)$$

Им была разработана шкала горных пород по прочности, в соответствии с которой все горные породы были разделены на 10 категорий (Приложение 1). В Приложении 2, в качестве примера, приводятся механические характеристики руд и пород месторождения Талдыбулак Левобережный и коэффициент их крепости по шкале проф. М.М. Протодьяконова.

ГЛАВА 2. Напряженное состояние и методы определения напряжений. Контроль за их изменениями в породном массиве

2.1. О напряженном состоянии породного массива

Породные массивы в естественных условиях находятся в напряженном состоянии в результате действия множества факторов (гравитационного и тектонического поля, сил притяжения Солнца, Луны и др.).

В задачах геомеханики при обосновании конкретных инженерных решений при производстве горных работ необходимо знать напряженное состояние конкретного породного массива до начала работ, так как при горных работах напряжение вокруг горной выработки перераспределяется в зависимости от ее конфигурации и размеров.

Вокруг горной выработки формируется новое напряженно-деформированное состояние породного массива. А качественные и количественные проявления геомеханических процессов (от простых смещений вплоть до горных ударов) определяет безопасность и эффективность ведения горных работ. Поэтому степень изученности напряженного состояния ненарушенного породного массива имеет большое практическое значение.

Для определения напряжений в нетронутом породном массиве используются:

- аналитические методы по определению напряжений массива в платформенных и горных районах;
- экспериментальные методы: на основе разгрузки напряжений массива; структур различного масштаба; использования технологических процессов.

2.2. Аналитические методы для определения напряжений породного массива

В тех районах, где породный массив не подвержен активному горизонтальному сжатию тектоническими силами, напряжения в породном массиве определяются по методу А.Н. Динника (рисунок 2.1).

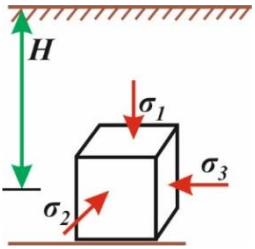

Рисунок 2.1 – Расчетная крепь по А.Н. Диннику

$$\sigma_1 = \gamma H \; ; \; \sigma_2 = \sigma_3 = \lambda \gamma H = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma H \; , \qquad (2.1)$$

где σ_1 – вертикальное главное напряжение; σ_2 и σ_3 – горизонтальные главные напряжения; λ – коэффициент бокового распора; μ – коэффициент поперечной деформации.

В районах, в которых породный массив находится в зонах сжатия, для расчета напряжений используется концепция о предельно напряженном состоянии породного массива (рисунок 2.2).

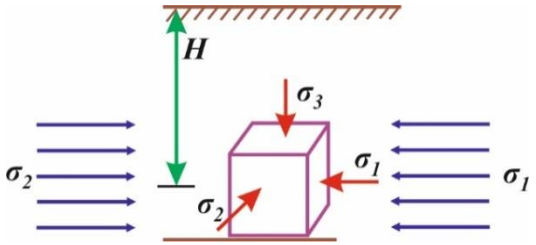

Рисунок 2.2 – Расчетная схема к оценке напряжений в зонах сжатия

$$\sigma_1 = \gamma H + \lambda\tau;\ \sigma_2 = \gamma H + \tau;\ \sigma_3 = \gamma H$$

$$\tau = \frac{\beta + \sqrt{\beta^2 + 16R^2(\rho^2 - \beta^2)}}{16R^2}, \qquad (2.2)$$

где $\beta = \rho - \gamma H$, $\rho = \gamma H_{пл}$, $R = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_0}$; R – коэффициент, зависящий от прочностных свойств породного массива; σ_0 – предел прочности на одноосное сжатие с учетом структурного ослабления; $H_{пл}$ – глубина, на которой имеет место накопление идеальной пластичности.

В горных районах общее напряженное состояние породного массива представляется в виде:

$$\sigma = \sigma_p + \sigma_т, \qquad (2.3)$$

где σ – полное, действующее в массиве напряжение; σ_p – суммарное напряжение, обусловленные весом пород и влиянием рельефа:

$$\sigma_p = \sigma_{\gamma H} + \sigma^p; \qquad (2.4)$$

$\sigma_{\gamma H}$ – напряжение, обусловленное собственным весом пород до поверхности; σ^p – напряжение под действием рельефа; $\sigma_т$ – тектоническое напряжение.

Выделяются три области породного массива, в которых характер распределений и величина напряжений имеют качественные и количественные различия (рисунок 2.3).

Зона А – породный массив в горных склонах выше оснований хребта. Напряжения не соответствуют весу налегающих пород на наружной и центральной части под вершиной образуются зоны пониженных напряжений. Границей зоны влияния склона ОАВ на напряженное состояние массива является линия ОВ, проведенная под углом α, равная:

$$\operatorname{tg}\beta = \lambda \operatorname{tg}\alpha, \qquad (2.5)$$

где β – угол, определяющий зону влияния склона; α – угол наклона склона к горизонту; λ – коэффициент бокового распора в породном массиве.

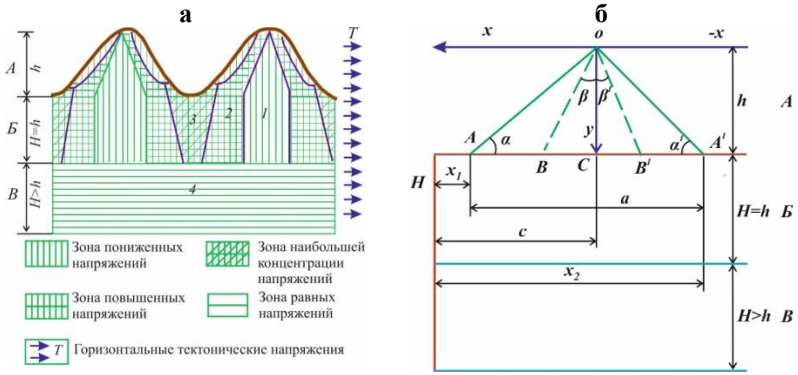

Рисунок 2.3 – Напряженное состояние породного массива в горной местности: а – общая схема распределения напряжений в массиве пород, б – схема к расчету напряжений в горе выше оснований и под действием одиночного хребта

$$\sigma_x = \lambda\gamma Y + \gamma\varepsilon \operatorname{tg}^2\beta\left(X - Y\operatorname{tg}\beta\right) ; \qquad (2.6)$$

$$\sigma_y = \gamma Y + \gamma\varepsilon\left(X - Y\operatorname{tg}\beta\right); \qquad (2.7)$$

$$\tau_{x,y} = \gamma\varepsilon\operatorname{tg}\beta\left(X - Y\operatorname{tg}\beta\right) , \qquad (2.8)$$

где $\varepsilon = \dfrac{1+\lambda\operatorname{tg}^2\alpha}{3\operatorname{tg}^2\beta\operatorname{tg}\alpha + 3\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}^3\beta\operatorname{tg}^2\alpha + \operatorname{ctg}\alpha}$; γ – объемный вес пород; x, y – горизонтальная и вертикальная координаты исследуемой точки; α – угол наклона склона к горизонту; β – угол, определяющий зону влияния склона. Вне зоны влияния склона напряжение в породном массиве определяются по формулам:

$$\sigma_1 = \gamma H \ ; \ \sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\mu}{1-\mu}\gamma H \ . \qquad (2.9)$$

В массиве гор, выше их оснований, напряжения не соответствуют весу налегающих пород. В центральной части под вершиной образуется зона пониженных напряжений. Это связано с тем, что часть нагрузки перераспределяется в приконтурные части горы, где образуются зоны повышенного давления.

Зона Б – нижележащий породный массив под основанием гор, на глубинах, не превышающих их высоту. Расчет напряжений в нижележащем массиве с учетом влияния одинакового хребта производится по формулам:

$$\sigma_{p,x} = \sigma_x^{\gamma H} + \sigma_x^p = \gamma\left[P\left(1+\frac{2H}{h}\right)+P\left(1+\frac{2\pi H}{\alpha}e^{\frac{2\pi H}{\alpha}}\sin\frac{2\pi H}{\alpha}\right)\right]K,$$

$$\sigma_{p,y} = \sigma_y^{\gamma H} + \sigma_y^p = \left[P\left(1+\frac{2H}{h}\right)+P\left(1+\frac{2\pi H}{\alpha}e^{\frac{2\pi H}{\alpha}}\sin\frac{2\pi H}{\alpha}\right)\right]K, \quad (2.10)$$

$$\tau_{xy} = P\frac{2\pi H}{\alpha}e^{\frac{2\pi H}{\alpha}}\cos\frac{2\pi H}{\alpha},$$

где $P=\dfrac{\gamma h}{\pi(C-x_1)}$; $K=C\eta+x_1\theta+x_2\varepsilon$; $\theta=\operatorname{arctg}\dfrac{x_1}{y}$; $\varepsilon=\operatorname{arctg}\dfrac{x_2}{y}$; $\eta=-2\operatorname{arctg}\dfrac{C}{y}$; $\sigma_{p,x}$, $\sigma_{p,y}$, τ_{xy} – суммарное напряжение в нижележащем массиве, обусловленное весом пород и влиянием рельефа; $\sigma_x^{\gamma H}$, $\sigma_y^{\gamma H}$ – напряжение от собственного веса столба пород в равнинной местности; σ_x^p, σ_y^p – напряжения под действием рельефа; H – глубина от основания горы; h – высота горы; α – ширина хребта; C – горизонтальная координата исследуемой точки массива относительно вершины горы; x_1, x_2 – горизонтальные координаты относительно подножий горы; y – вертикальная координата исследуемой точки массива относительно горизонтальной поверхности.

Зона В – нижележащий породный массив, на глубинах больше высоты гор. На глубинах, превышающих высоту горы, напряжения под вершиной и подножием практически одинаковы и под основанием горы определяются упрощенными зависимостями:

$$\sigma_{px} = \lambda\gamma H\left(1+\frac{h'}{\pi H\lambda}\right); \sigma_{py} = \gamma H\left(1+\frac{h'}{\pi H}\right), \quad (2.11)$$

где $h'=h/2$; λ – коэффициент бокового распора.

2.3. Экспериментальные методы определения и контроля напряжений в породном массиве

Для экспериментального определения напряжений в породном массиве используются следующие классы методов: деформационный, структурный и геофизический (таблица 2.1).

Поскольку в данной работе нет возможности рассмотреть все классы, наиболее подробно остановимся на наиболее распространенных методах из каждого класса.

Таблица 2.1 – Экспериментальные методы определения напряжений

Класс	Физические параметры	База измерений	Определяющие параметры
Деформационные	Упругие деформации пород на торцах, стенках скважины, выработок. Вертикальные и горизонтальные перемещения точек на дневной поверхности и выработках	От 1÷50 см, от 1,5÷25 км	Величина и направления главных напряжений в плоскости измерений, на стенках выработок. Направление и интенсивность горизонтальных и вертикальных перемещений
Структурные	Направление деформирования минеральных зерен, трещин, трещин разрыва; величина давления, обусловившего разрыв; глубина внедрения пуансона, давление на пуансон	От нескольких миллиметров до метров; от десятков метров до десятков километров	Направление действия напряжений, вызвавших деформации; величина средних напряжений
Геофизические	Скорость, амплитуда упругих продольных и поперечных волн: число в единицу времени. Амплитуда затухания импульсов. Удельное электрическое сопротивление и магнитная восприимчивость	От 1 до 100 см, от 1 м до 10 км. От десятков сантиметров до десятков метров	Величина и направление напряжений; относительная оценка изменений напряжений. Направления главных напряжений

2.3.1. Определение напряжений методом разгрузки

Общая характеристика метода. Метод основан на измерении упругих деформаций некоторого элемента породного массива при разгрузке этого элемента от действовавших в нем напряжений и упругом восстановлении им первоначальных форм и размеров. По измеренным деформациям, зная упругие характеристики пород (E, μ), вычисляют действующие напряжения, используя математический аппарат теории упругости.

Теоретической базой метода служит теорема о разгрузке А.А. Ильюшина, согласно которой для любого сложного напряженного состояния зависимости между деформациями упругого восстановления при разгрузке и действовавшими в элементе среды напряжениями подчиняются теории упругости.

Различают следующие варианты измерения напряжений по методу полной разгрузки керна в скважине: метод разгрузки торца скважины и метод разгрузки керна с центральной скважины (рисунок 2.4).

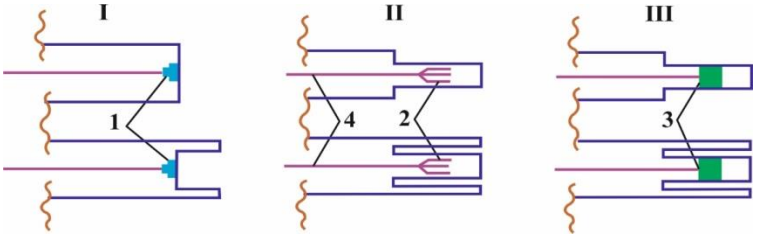

Рисунок 2.4 – Схемы измерения напряжений методом полной разгрузки (I – ВНИМИ; II – Лимана; III – Хаста; 1 – розетка с датчиками; 2 – датчики; 3 – деформометр; 4 – провод)

В первом варианте напряжения определяют путем измерения деформаций упругого восстановления торца скважины при выбуривании керна.

При использовании метода разгрузки торца скважины, технологически операции выполняются следующим образом.

Для измерения напряжений из горной выработки в заданном направлении бурят скважину диаметром 76–80 мм. В выбранной

для измерений точке массива бурение прекращается. Коронкой специальной конструкции забой (торец) шлифуют (рисунок 2.5).

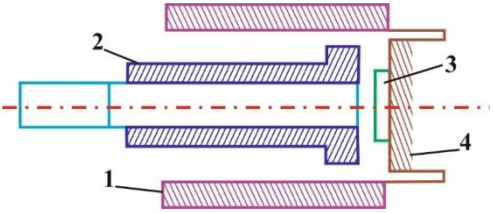

Рисунок 2.5 – Схема измерения напряжений в породном массиве по методу разгрузки торца скважины: 1 – контур забоя; 2 – буровая коронка; 3 – тензодатчик; 4 – керн

Затем с помощью прижимного и ориентирующего устройств к торцу скважины в строго ориентированном положении прижимают и приклеивают розетку из четырех, трех и двух электротензометрических датчиков (рисунок 2.6).

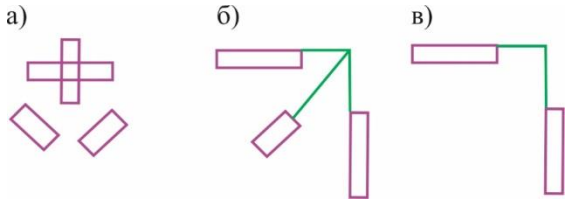

Рисунок 2.6 – Виды тензометрических розеток: *а* – четырехдатчиковая; *б* – трехдатчиковая; *в* – двухдатчиковая

Для наклейки тензодатчиковых розеток на забой скважины используется клеи холодного отвердения – эпоксидные и циакриновые.

Эпоксидные клеи изготавливаются из эпоксидной смолы ЭД-6, к которой добавляется отвердитель. Для снижения хрупкости в состав клея могут вводиться пластификаторы.

Эпоксидные клеи пригодны к употреблению при температурах не ниже 20º. При температуре 20º время отвердения клея составляет 18–24 ч, при 40º – 8–10 ч, при 60º – 2–3 ч.

Циакриновые клеи используются при кратковременных измерениях. Достоинством их является то, что их прочность достигает 80 % в течение часа.

Качество наклейки тензодатчиков оценивается сопротивлением изоляции клеевого шва, т. е. сопротивлением между тензодатчиком и породой.

Погрешность, обусловленная сопротивлением изоляции клеевого шва, определяется формулой:

$$\varepsilon_{погр} = \frac{\Delta R}{R_1}\frac{1}{K}\ , \qquad (2.12)$$

где $\Delta R = \dfrac{R_1 R_2}{R_1 + R_2} - R_1$ – изменение сопротивления тензодатчиков; R_1 и R_2 – сопротивление рабочего тензодатчика и клеевого шва; K – коэффициент тензочувствительности.

В зависимости от вида тензометрической розетки используются различные формулы для вычисления главных напряжений в массиве (таблица 2.2).

Таблица 2.2 – Формулы для вычисления главных напряжений

Определяемая величина	Четырехдатчиковая розетка	Трехдатчиковая равноугольная розетка
σ_1; σ_2	$\dfrac{E}{2}\left[\dfrac{\varepsilon_1+\varepsilon_4}{1-\mu} \pm \dfrac{1}{1+\mu}\times \sqrt{\left(\varepsilon_1-\varepsilon_4\right)^2+\dfrac{4}{3}\left(\varepsilon_2-\varepsilon_3\right)^2}\right]$	$E\left[\dfrac{\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_4}{3(1-\mu)} \pm \dfrac{1}{1+\mu}\times \sqrt{\left(\varepsilon_1-\dfrac{\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3}{3}\right)^2+\left(\dfrac{\varepsilon_2-\varepsilon_3}{\sqrt{3}}\right)^2}\right]$
τ_{max}	$\dfrac{E}{2(1+\mu)}\sqrt{\left(\varepsilon_1-\varepsilon_4\right)^2+\dfrac{4}{3}\left(\varepsilon_2-\varepsilon_3\right)^2}$	$\dfrac{E}{1+\mu}\sqrt{\varepsilon_1-\dfrac{\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3}{3}+\dfrac{\varepsilon_2-\varepsilon_3}{\sqrt{3}}}$
θ	$\dfrac{1}{2}\operatorname{arctg}\dfrac{2(\varepsilon_2-\varepsilon_3)}{\sqrt{3}(\varepsilon_1-\varepsilon_4)}$	$\dfrac{1}{2}\operatorname{arctg}\dfrac{\frac{1}{\sqrt{3}}(\varepsilon_2-\varepsilon_3)}{\varepsilon_1-\frac{\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3}{3}}$

Технические средства метода разгрузки включают следующие элементы:

- буровые станки (ГП-1, БСК-100А, НКР, СБС-100 и др.) и буровые приспособления (буровые коронки D76, пневмомашина для шлифовки забоя, алмазная заточная коронка), с помощью которых проводится бурение измерительной скважины и придание забою скважины определенной формы и чистоты;
- измерительную аппаратуру, состоящую из приборов для регистрации деформаций (тензометрическая станция, блок питания, тензометрический патрон с кабелем);
- досылочно-ориентирующее устройство и приспособление для установки деформометров, сушки забоев и стенок скважины.

Точность определения напряжений методом разгрузки зависит от погрешности определения исходных величин: деформаций разгрузки, модуля упругости и коэффициента Пуассона в образце. Главным недостатком метода разгрузки торца скважины является отсутствие решения объемной задачи о распределении напряжений вокруг забоя скважины. Формулы получены на полуэмпирической основе и нуждаются в существенной доработке. Влияние напряжений, действующих вдоль оси или под углом к оси скважины, трудно учитывать. Необходимым условием применения этого метода является знание направления главного напряжения.

2.3.2. Метод разгрузки керна с центральной скважиной при деформометрических измерениях

В горных породах средней и ниже средней прочности, в которых первоначальный распор датчика напряжений может вызвать разрушение стенки скважины, а также в связи с тем, что такие породы, как правило, характеризуются явлениями пластичности (осадочные породы), практикуются измерения перемещения стенки центральной скважины вследствие разгрузки с помощью деформометров. В данной модификации метода разгрузки параметры схемы измерения в большинстве случаев выбираются

следующими: d_k – в среднем от 150 до 300 мм; l_k – в среднем от 50 см (для слабого и среднего угля) до 160 см; d_c обычно выбирается около 40 мм; $l_c \geq 4{,}5d_k$; $l_u \approx 1{,}5d_k$.

Перемещения контура скважины измеряются с помощью многокомпонентного скважинного деформометра в четырех взаимно перпендикулярных направлениях 1-1, 2-2, 3-3 и 4-4 по отношению к произвольно выбранным горизонтальной – *X* и вертикальной – *Y* осям координат (рисунок 2.7).

Методика измерений.

1. В горизонтальной выработке выбирается точка измерения, удаляется отжатый слой породы, размечаются положения центральной скважины и координаты осей. Бурится измерительная скважина.

2. Проводится проверка тензометрической аппаратуры и снятие показаний с тензодатчиков деформометра в свободном состоянии $A_1^{'}$, $A_2^{'}$, $A_3^{'}$, $A_4^{'}$.

3. С помощью досылочных штанг деформометр устанавливается на расстоянии l_u в измерительной скважине и тензодатчики ориентируются согласно схеме, приведенной на рисунке 2.7. Снимаются показания деформометра в скважине A_1, A_2, A_3, A_4.

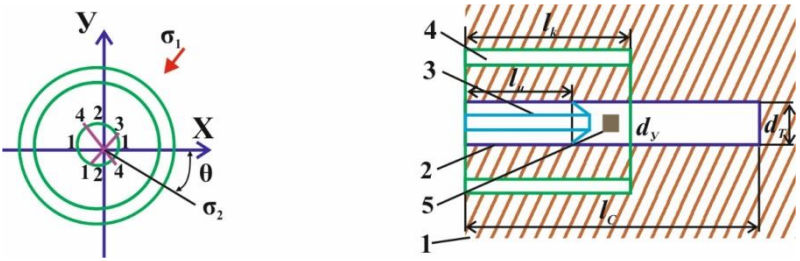

Рисунок 2.7 – Схема измерений по методу разгрузки керна с центральной скважиной: 1 – контур забоя; 2 – центральная скважина; 3 – деформометр; 4 – кольцевая щель; 5 – керн

4. Путем разбуривания кольцевой щели производится разгрузка керна. Через 5–10 минут после разгрузки снимают контрольные показания с деформометра.

5. После разгрузки деформометр выдерживают в скважине в течение 2–3 часов, необходимых для расчета обратной ползучести, по прошествии которых снимают показания с деформометра A_1'', A_2'', A_3'', A_4'' и деформометр извлекают из скважины.

6. Керн извлекают из скважины, из него изготавливается не менее 5-ти образцов, на которых в лабораторных условиях определяют упругие характеристики породы: σ_c, σ_p, E, ν, G.

7. Производят расчет главных напряжений σ_1 и σ_2 и их направления (угол θ) относительно горизонтальной оси на основании существующих решений краевых задач теории упругости и пластичности для перемещений контура кругового выреза в плоскости при действии на него нормальных напряжений в этой плоскости:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_1\\ \sigma_2\end{matrix}\right\} = -\frac{E}{4d}\left[\left(u_1+u_2\right) \pm \frac{u_2-u_1}{2\cos 2\theta}\right]\frac{1}{B}\ , \qquad (2.13)$$

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{u_1+u_2-2u_3}{u_1-u_3}\ , \qquad (2.14)$$

где u_i – перемещение контура скважины при разгрузке керна вдоль i-го направления $u_i = \left(A_i'' - A_i'\right)K_i$; $d = \left(d_1+d_2+d_3+d_4\right)/4$ – средний диаметр центральной скважины; d_i – значение диаметра скважины в i-ом направлении $d_i = \left(A_i - A_i'\right)K_i$; E – модуль Юнга породы; K_i – тарировочный коэффициент для i-го тензодатчика деформометра; B – поправочный коэффициент, учитывающий влияние ползучести породы в процессе разгрузки.

$$B = 1-\nu^2 - \frac{3\beta t^{1-\alpha}}{4\Gamma\left(2-\alpha\right)} + \frac{\left(1-2\nu\right)^2}{4}\left[1-\exp\left(-w\beta t^{1-\alpha}\right)\right]\ , \qquad (2.15)$$

где t – время разгрузки; α и δ – параметры ползучести; $w = \left(1-\alpha\right)^{1-\alpha}$; $\beta = \delta\Gamma\left(1-\alpha\right)$; $\Gamma(W)$ – гамма-функция; ν – коэффициент Пуассона.

Для проверки качества проведенных измерений применяют следующее соотношение:

$$u_1+u_2 = u_3+u_4\ . \qquad (2.16)$$

Если это соотношение не выполняется, измерения необходимо повторить в другой центральной скважине.

Пример. В результате измерений перемещения контура скважины по методу разгрузки керна с центральной скважиной получены следующие данные:

1. $u_1 = 0{,}27$ мм, $u_2 = 0{,}54$ мм, $u_3 = 0{,}51$ мм, $u_4 = 0{,}30$ мм;
2. $d_1 = 46{,}234$ мм, $d_2 = 46{,}250$ мм, $d_3 = 46{,}366$ мм, $d_4 = 46{,}162$ мм;
3. Время разгрузки $t = 180$ мин;
4. Характеристики породы, полученные с помощью керна: $E = 1{,}32 \cdot 10^4$ кг/см^2; $\nu = 0{,}27$; $\alpha = 0{,}88$; $\delta = 0{,}0075$ с$^{-1}$.

Решение.

1. Контроль качества экспериментальных данных: 0,27+0,54 = 0,51+0,30 = 0,81 мм – данные качественны.

2. Средний исходный диаметр скважины: $d = \left(d_1 + d_2 + d_3 + d_4\right)/4 = 46{,}253$ мм.

3. Угол между осью X и направлением действием σ_2:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{u_1 + u_2 - 2u_3}{u_1 - u_3} = 0{,}778;\ \theta = 18°55'.$$

4. Расчет коэффициента B согласно (2.15):

$$B = 1 - 0{,}27^2 - \frac{3 \cdot 0{,}0075\Gamma(1-0{,}88) \cdot 10800^{1-0{,}88}}{4\Gamma\left(2-0{,}88\right)} + \frac{\left(1-2\cdot 0{,}27\right)^2}{4} \times$$

$$\times\left[1 - \exp\left(-(1-0{,}88)^{1+0{,}88} \cdot 0{,}0075\Gamma(1-0{,}88) \cdot 10800^{1-0{,}88}\right)\right].$$

5. Расчет величины главных напряжений:

$$\sigma_{1,2} = \frac{1{,}32 \cdot 10^4}{4 \cdot 4{,}625}\left[0{,}027 + 0{,}054 \pm \frac{0{,}054 - 0{,}027}{2\cos 18°55'}\right] \cdot \frac{1}{1{,}068},$$

$\sigma_1 = 65{,}5$ кг/см^2, $\sigma_2 = 42{,}6$ кг/см^2.

6. Коэффициент распора: $\lambda = \sigma_2/\sigma_1 = 0{,}65$.

2.4. Определение напряжений в породном массиве структурными методами

Общая характеристика метода. Вычисление палеотектонических полей напряжений осуществляется с помощью тектонофизического, микроструктурного и петрофизического методов.

Тектонофизический метод заключается в определении пространственного положения главных осей напряжений по сопряженным системам трещин скалывания, положению трещин отрыва, плойчатости, формам складок и другим структурным элементам.

С помощью микроструктурного метода производится реконструкция палеонапряженного состояния в горных породах с привлечением данных о кристаллографических ориентировках минералов.

Петрофизический метод базируется на реконструкции палеотектонических обстановок по физико-механическим свойствам горных пород и руд.

Раскрытие природы и механизма оформления напряженно-деформированного состояния нетронутого породного массива базируется на следующих положениях. Преобладание одних напряжений над другими вызвано различными причинами. Под действием внешних сил тектонической природы более слабые участки земной коры разрушаются. Это проявляется образованием плит, мегаблоков, блоков различных рангов. Поверхности как сформировавшихся, так и прорастающих разломов качественно отражают разрушающие напряжения, но их образование возможно при определенных количественных соотношениях внешних сил, приложенных к рассматриваемому породному массиву. Возникшие от напряжения поверхности представляют собой средний уровень напряжений, воспринимаемых системой блоков. Если определить этот средний уровень главных напряжений, ориентацию их направлений, то, используя их в качестве граничных условий для рассматриваемой системы блоков, можно разработанным методом установить характер перераспределения этих напряжений внутри блоков и вдоль их контактов с учетом структурных, деформационных, прочностных особенностей, входящих в них пород.

2.4.1 Реконструкция полей тектонических напряжений по методу М.В. Гзовского

Выделение блоков по принципу от общего к частному в узле разломов приводит к оценке напряженного состояния нетронутого породного массива в объеме блока, в котором расположено месторождение. Напряженное состояние в этом блоке устанавливают различными методами. Направление действия главных напряжений в блоке можно реконструировать посредством анализа выявленных разрывных тектонических нарушений в его объеме.

В породном массиве образовавшиеся нарушения в процессе воздействия сжимающих сил $P_1>P_2>P_3$ ориентированы по отношению к ним следующим образом (рисунок 2.8). Относительно направления действия минимальной силы P_3 образуются две симметричные плоскости разрывов. Пересекаясь, они образуют в направлении действия силы P_2 общую линию АБ. В тектонике такая пара поверхностей нарушений называется сопряженными. К ним относятся сбросы, сдвиги и взбросы.

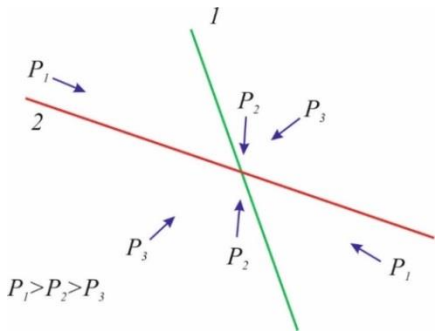

Рисунок 2.8 – Сопряженные поверхности разрывных нарушений в плане

Поэтому, если устанавливается факт наличия сопряженных поверхностей нарушений, значит этим самым однозначно устанавливается направление действия промежуточного главного напряжения σ_2 – сжатие вдоль линии пересечения поверхностей нарушений. Оси максимального (σ_1) и минимального (σ_3) главных

напряжений однозначно определяются, как биссектрисы смежных углов, образованных сопряженными поверхностями. Эти углы, как правило, неравны, т. к. сопряженные трещины, вследствие противодействия сил внутреннего трения, не являются плоскостями, вдоль которых действуют максимальные касательные напряжения τ_{max}. Биссектриса острого угла представляет собой ось σ_1, а тупого – σ_3 (рисунок 2.9).

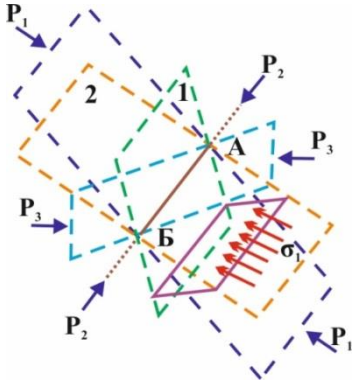

Рисунок 2.9 – Схема к определению главных напряжений по ориентации сопряженных поверхностей разрывных нарушений

Таким образом, выявляя сопряженные напряжения, как результат механического воздействия внешних сил на массив, можно установить главные направления (рисунки 2.9; 2.10, *а*, *б*, *в*) и величину напряжений.

Для сбросов (рисунок 2.10, *а*) угол падения больше 45º, а угол между плоскостями сопряженных нарушений – острый. Максимальное напряжение в этом случае действует в вертикальной плоскости, минимальное – в горизонтальной и направлено перпендикулярно оси действия σ_2 :

$$\sigma_1 = \gamma H, \quad \sigma_2 = \frac{\mu}{\beta\left[(1+\beta)\gamma H - \sigma_{сж}\right]}, \quad \sigma_3 = \frac{1}{\beta}\left[\gamma P - \sigma_{сж}\right],$$

где $\beta = \dfrac{1+\sin\rho}{1-\sin\rho}$. (2.17)

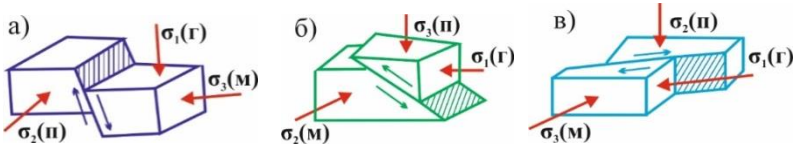

Рисунок 2.10 – Схема действия главных напряжений относительно зон: *а* – сброса, *б* – надвига, *в* – сдвига

Для надвигов (рисунок 2.10, *б*) угол падения меньше 45º, угол между плоскостями сопряженных напряжений – острый. В вертикальной плоскости действует минимальное напряжение, в горизонтальной – максимальное σ_1.

$$\sigma_1 = \beta\gamma H + \sigma_{сж}, \quad \sigma_2 = \mu\left[(1+\beta)\gamma H + \sigma_{сж}\right], \quad \sigma_3 = \gamma H. \quad (2.18)$$

При сдвигах (рисунок 2.10, *в*) максимальное и минимальное напряжения действуют в горизонтальной плоскости. Их ориентацию определяют по углам между плоскостями сопряженных нарушений. Промежуточное напряжение действует в вертикальной плоскости:

$$\sigma_1 = \frac{\beta\gamma H + \sigma_{сж}}{\mu(1+\beta)}, \ \sigma_2 = \gamma H, \ \sigma_3 = \frac{\gamma H - \mu\sigma_{сж}}{\mu(1+\beta)}, \ \beta = \frac{1+\sin\rho}{1-\sin\rho}. \quad (2.19)$$

2.5. Геофизические методы оценки напряженного состояния породного массива

Эти методы основаны на корреляционной связи напряженного состояния породного массива с физическими параметрами. Методы подразделяются на скважинные и полевые, где измеряются электрические, температурные, реактивные, магнитные, геохимические, акустические характеристики массива.

Для получения информации о состоянии породного массива, чаще используются акустические методы. В зависимости от используемого диапазона частот различают следующие методы ис-

следования: сейсмический (диапазон частот до 100 Гц), сейсмоакустические (0,3–2 кГц), акустический (–20 кГц) и ультразвуковой (> 16 кГц).

Определение полного тензора напряжений в породном массиве

Естественное поле напряжений определяется вне влияния горной выработки, для этого достаточно знать величины и направления действия трех главных нормальных напряжений $\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3$. В определении напряжений применяют геоакустический метод в диапазоне частот больше 16 и 20 кГц, как более оперативный и надежный. В качестве информативного параметра породного массива применяют акустический модуль, равный произведению объемной массы породы скорости продольной и поперечной упругой волны. Возможность применения метода определяется критериями:

1. Ошибка метода: $\delta = 100/2J$, %, где $J - 1{,}445\ln\left(\frac{\Delta V_p}{П_c}\right)$ – информативность в битах (двоичная логарифмическая единица бит, применяемая в теории информации; $N = \log_2 n$); ΔV_p – прирост значений V_p при нагружении образца из данной породы до разрушающих напряжений; $П_c$ – статистически значимое различие скорости в образцах и массиве вследствие неоднородности физических свойств пород и погрешностей лабораторных и шахтных измерений.

2. Коэффициент информативности метода η:

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_{сж}}\ , \qquad (2.20)$$

где σ_c – напряжение, до которого происходит заметное изменение V_p; $\sigma_{сж}$ – предел прочности на сжатие при одноосном нагружении.

Величина η обычно оценивается по графикам зависимости V_p от давления при одноосном сжатии образцов в лабораторных условиях.

Рекомендации по применению и возможности ультразвукового метода контроля

1. Метод может применяться, если $\eta \geq 0{,}5$. В этом случае:

а) если $\delta \leq 25$–30 %, метод дает достаточно надежные сведения о поле напряжений в массиве;

б) если $20-30\,\% < \delta > 50\,\%$, возможна грубая количественная характеристика поля напряжений в массиве;

в) если $\delta > 50\,\%$, возможна лишь качественная характеристика поля напряжений.

2. Если $\eta < 0{,}5$ (т. е. ΔV_p мала), применение ультразвукового метода нецелесообразно.

3. С помощью ультразвукового метода возможно определение напряжений действия главных напряжений и количественное определение величины главных напряжений.

Методика проведения ультразвуковых измерений. Определение тензора напряжений производится методом прозвучивания на наблюдательных станциях в изучаемом участке массива, представляющих собой измерительные шпуры и скважины, пробуренные в кровле и стенках выработки по схемам (рисунок 2.11, *а*, *б*).

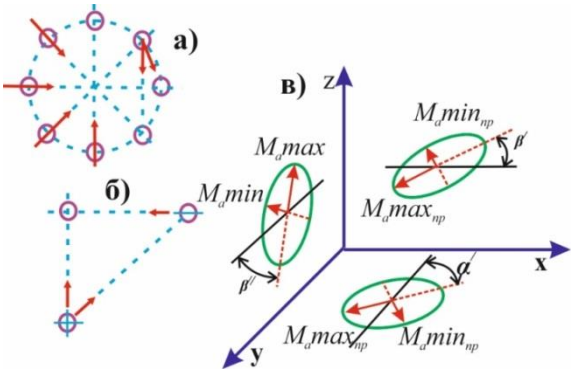

Рисунок 2.11 – Индикатрисы акустических модулей в плоскости стенок выработки

Глубина измерительных шпуров выбирается из условия:

$$l \gg R\left(\frac{10}{\sqrt{\delta}} - 1\right), \qquad (2.21)$$

где R – радиус выработки. Минимальное расстояние между шпурами выбирается не менее 40 см.

В связи с зависимостью акустического модуля от механических напряжений, в породном массиве наблюдается анизотропия модуля, выражающаяся в том, что индикатриса модулей в массиве представляет эллипсоид.

Результатами геоакустических измерений являются индикатрисы модулей в плоскостях кровли и стенок выработки (рисунок 2.11, *в*). Максимум эллипсов модулей соответствуют проекциям минимального главного напряжения на указанной плоскости. В случае трехшпуровой схемы прозвучивания ориентация осей эллипса и величины модулей, соответствующих экспериментальной точке в эллипсе, определяются следующим образом:

$$\varphi = \frac{1}{2} arctg\left(2Ma_1^2 Ma_2^2 - \frac{Ma_3^2\left(Ma_1^2 + Ma_2^2\right)}{Ma_3^2\left(Ma_2^2 - Ma_1^2\right)}\right); \qquad (2.22)$$

$$Ma_{\max} = \sqrt{\frac{Ma_1^2 Ma_2^2 \cos^2\varphi}{Ma_1^2\cos^2\varphi - Ma_2^2\sin^2\varphi}}; \qquad (2.23)$$

$$Ma_{\min} = \sqrt{\frac{Ma_1^2 Ma_2^2 \cos^2\varphi}{Ma_2^2\cos^2\varphi - Ma_1^2\sin^2\varphi}}, \qquad (2.24)$$

где Ma_1 – измерение значения модулей по трем направлениям между шпурами; φ – угол между большой осью эллипса и горизонтальной осью выбранной системы координат.

По измеренным и рассчитанным индикатрисам модулей в кровле к одной из стенок выработки, определяется направление и величина вектора акустического модуля, соответствующего небольшому главному нормальному сжимающему напряжению σ_1:

$$\alpha = \arccos\left(\frac{Ma_{\max смен}\cos\beta'}{\sqrt{Ma_{\max пров}^2 + Ma_{\max пров}^2\sin^2\beta}}\right); \qquad (2.25)$$

$$\beta = \arccos\left(\frac{Ma_{\max кр} \sin\alpha'}{\sqrt{Ma^2_{\max кр} + Ma^2_{\max кр} \sin^2 \beta'}} \right); \qquad (2.26)$$

$$\gamma = \arccos\left(\frac{Ma_{\max кр} \sin\beta}{\sqrt{Ma^2_{\max кр} + Ma^2_{\max см} \sin^2 \beta}} \right); \qquad (2.27)$$

$$Ma^{\sigma_1}_{\max} = \arccos\left(\sqrt{Ma^2_{\max кр} + Ma^2_{\max см} \sin^2 \beta} \right). \qquad (2.28)$$

При использовании полученных значений $Ma_{\max}$ и $Ma_{\min}$ во всех трех координатных плоскостях выработки можно получить направления и величину двух других векторов модуля, соответствующих главным напряжениям: σ_2 и σ_3.

Геоакустические измерения являются относительными. Для определения абсолютной величины напряжений необходимо иметь тарировочную зависимость модуля от напряжений в виде графиков или корреляционных уравнений. Такую зависимость получают в лабораторных условиях при одноосном давлении образцов из исследуемых горных пород с использованием испытательных машин меньше предела и нагруженная $P_з$, но при одновременном измерении скоростей V_p, $V_з$. Для изготовления образцов можно использовать керноразведочное бурение. Размеры образца должны удовлетворять следующим условиям:

А. минимальный размер образца должен не менее чем в 10 раз превосходить минимальный размер неоднородности (для мелкозернистой породы: $2r = 40 \div 60$ мм; $l = 100 \div 150$ мм);

Б. $r/\lambda \geq 1{,}25$; $l/\lambda > 3$; где r и l – радиус и длина образца; λ – длина волны.

Экспериментально полученная зависимость Ma от σ с помощью корреляционных методов может быть выражена в виде аналитической функции $Ma = f(\sigma)$, что гораздо удобнее при практическом использовании.

Пример. В результате геоакустических измерений в выработке диаметром 4 м, пройденной в породном массиве из песчаника $\gamma = 2{,}67\ г/см^3$, на глубине H = 120 м на замерной станции

по трехшпуровой схеме получают следующие значения *Ma* (таблица 2.3).

Таблица 2.3 – Значения акустических модулей *Ma*

Объект	V_{S_1}, м/с	V_{S_1}, м/с	$Ma_1 \cdot 10^3$ Дж/м^3	V_{S_2}, м/с	V_{S_2}, м/с	$Ma_2 \cdot 10^3$ Дж/м^3	V_{S_3}, м/с	V_{S_3}, м/с	$Ma_3 \cdot 10^3$ Дж/м^3
Стенка	3520	2350	22,0	3340	2230	29,9	3210	2240	18,3
Кровля	3840	2530	26,2	3520	2350	22,0	3650	2430	23,7

В лаборатории на образцах были получены следующие корреляционные уравнения в диапазоне измерения: *P* от 24 до 48 кг/см^2; *Ma* от $18 \cdot 10^9$ Дж/м^3 до $50 \cdot 10^9$ Дж/м^3;

$$\sigma = 19,43\left(\ln 1,212 \cdot 10^{-3} Ma + \sqrt{\left(1,212 \cdot 10^{-3} Ma\right)^2 - 1}\right).$$

Оценка ошибки метода: σ = 20 %.

Определить (см. ниже) необходимую глубину измерительных шпуров и параметров максимального сжимающего напряжения σ_1.

Глубина измерительных шпуров, согласно формуле:

$$l \gg R\left(\frac{10}{\sqrt{\delta}} - 1\right) = 2\left(\frac{10}{\sqrt{20}} - 1\right) = 2,48 \approx 3 \text{ м}.$$

Оценка возможности использования корреляционной зависимости на глубине *H* = 200 м:

$$\sigma = \gamma H = 50,9 \text{ МПа}.$$

Расчетные индикатрисы акустических модулей в кровле и стенке выработки: согласно (2.22) $\varphi_{кр} = -2°40'$; $\varphi_{ст} = 34°10'$; согласно (2.23) $Ma_{\max кр} = 31 \cdot 10^9$ Дж/м^3; $Ma_{\max ст} = 26 \cdot 10^9$ Дж/м^3; согласно (2.24) $Ma_{\min кр} = 23 \cdot 10^9$ Дж/м^3; $Ma_{\min ст} = 18,5 \cdot 10^9$ Дж/м^3.

Определить направления главного напряжения σ_1.

Согласно (2.25) $\alpha = 54°10'$; согласно (2.26) $\beta = -87,10'$; согласно (2.27) $\gamma = -63°40'$.

Определить величины $Ma_{\max}$ согласно (2.28) $Ma_{\max} = 45 \cdot 10^9$ Дж/м^3; $\sigma_1 = 45,0$ МПа.

2.6. Экспериментальные методы определения напряжений породного массива непосредственно в производственных условиях

2.6.1. Зональная и поэтапная оценка напряжений в породном массиве месторождений в условиях высокогорья Тянь-Шаня

Под высокогорными районами подразумеваются территории земной поверхности, приподнятые более чем на 1000 м над уровнем моря, со сложным рельефом и разряженной атмосферой. На земном шаре такими системами гор именуются: Кордильеры, Пиренеи, Альпы, Балканы, Гималаи, Гиндикуш, Тибет, Алтай, Саяны, Памир, Тянь-Шань. Последний имеет длину 2500 км, ширину 250–300 км.

Кыргызстан занимает основную часть Тянь-Шаня. В республике 93 % территории занимают горы. Абсолютные отметки высот гор колеблются в диапазоне от 401 до 7459 м. До 1000 м расположено 5,9 % территории республики, от 1000 до 2000 м – 22,4 %, от 2000 до 3000 м – 30,92 % и свыше 3000 м над уровнем моря – 40,8 %. Горы состоят из систем хребтов широтного, субширотного, местами меридионального и субмеридионального простирания, чередующиеся с глубокими межгорными впадинами.

Территория Кыргызстана отличается не только абсолютной высотой и расчлененностью рельефа, но и сложностью геологического строения, сложным сочленением тектонических структур разных масштабов, большим разнообразием климатических условий, а также соответствующими этому структурно механическими особенностями породного массива и сложным естественным напряженным состоянием.

В таких условиях в породном массиве строятся и эксплуатируются промышленные объекты: горные дороги, ирригационные и гидротехнические узлы, предприятия горнодобывающих отраслей.

Объективная оценка геомеханического состояния породного массива под которым понимается совокупность показателей, характеризующих прочность, деформируемость и устойчивость массива при определенном силовом воздействии, не только предотвращает от нежелательных проявлений геомеханических процессов (обвалов, обрушений, горных ударов и др.), но в целом предопределяет технико-экономические показатели ведения горных работ.

Исследованиями автора установлено, что в условиях высокогорья горной системы Тянь-Шаня в породном массиве действуют высокие горизонтальные тектонические напряжения с зональным распределением по направлению действия.

На основе установленных закономерностей формирования напряженного состояния разработан принцип зональной и поэтапной оценки напряженного состояния породного массива Тянь-Шаня. Он заключается в геологической оценке состояния массив в пределах складчатой зоны, затем горно-геологической оценке в пределах месторождения, и наконец, в горно-технологической оценке вблизи горной выработки.

Основой сформированного принципа служит системно-структурный подход к оценке напряженно-деформационного состояния массива, в котором объединяются важнейший постулат системного анализа – необходимость и возможность модельного отражения реальной действительности, а также представление об иерархичности тектонических деформаций, движения земной коры и связанных с ними полей тектонических напряжений.

На первом этапе производится геологическая оценка. Устанавливается азимут направления тектонических напряжений по элементам крупных складок и разрывных нарушений в пределах складчатой зоны. Основными информативными параметрами массива служат элементы крупных тектонических складчатых и разрывных структур в пределах складчатой зоны.

Структуры разнообразных поднятий, обладающие единством форм дислокации и специфическим типом разреза, именуются

складчатыми зонами. Они являются основными единицами схемы тектонического районирования, и в их пределах начинается первый этап оценки напряженного состояния массива.

Последующие этапы рассмотрения напряженно-деформированного состояния массива в пределах месторождения и затем и вблизи горной выработки, были выбраны исходя из определяющей области ведения горных работ. Тем самым, как и в любой другой системной модели подобного рода, обеспечивается ее формализованность и априорная изоморфность природному объекту.

Пример. Месторождение Хайдаркан расположено в пределах Алайской складчатой зоны. Геологическая оценка состояния массива в складчатой зоне – анализ тектонических структур на уровне Алайского хребта, широтных разрывных нарушений показывают, что действуют сжимающие горизонтальные напряжения с максимальными напряжениями, ориентированные в субмеридиональном направлении.

На втором этапе производится горно-геологическая оценка. Определяется погоризонтно азимут направления тектонических напряжений реконструированием осей напряжений по элементам складок и разрывных нарушений в пределах месторождения. Устанавливаются зоны влияния рельефа и аналитически рассчитываются распределения напряжений в породном массиве с глубиной.

Пример. Тектонический анализ структуры и оценки фонового напряжения в породном массиве месторождения Хайдаркан.

Под Хайдарканским рудным полем понимается площадь, занимаемая, собственно, Хайдарканской антиклинальной структурой. Оно протягивается в широтном направлении более чем на 12 км, шириной 3 км.

Геологическое строение поля характеризуется приуроченностью его к мобильной тектонической зоне со сложным внутренним строением.

На площади месторождения наиболее широко представлены складчатые и разрывные нарушения герцинского и альпийского тектонических циклов, поскольку оно сложено преимущественно породами среднего и верхнего палеозоя и кайнозоя.

Изучением характеристик складок и разрывных нарушений различных порядков (VI), наблюдаемых в пределах месторожде-

ния, определены направления действия главных нормальных напряжений (например, см. рисунок 2.12).

В результате оценки тектонических структур по 14 участкам Хайдарканского месторождения были определены направления действия главных нормальных напряжений, т. е. составлена прогнозная карта породного месторождения (рисунок 2.13).

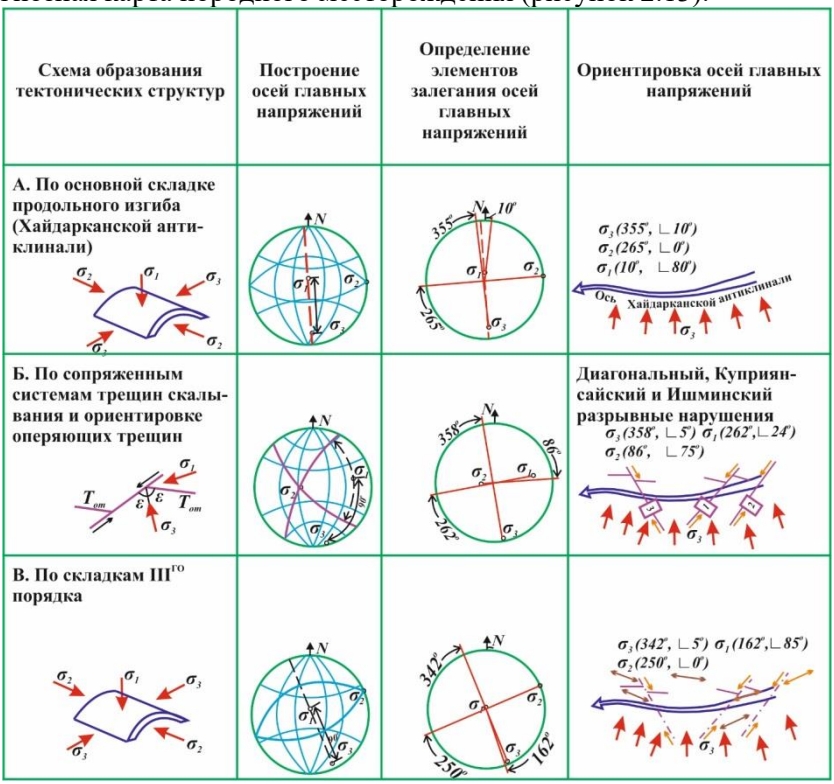

Рисунок 2.12 – Анализ тектонической структуры Хайдарканского месторождения на уровне антиклинали, разломов и по складкам третьего порядка

На третьем этапе производится горнотехническая оценка. Показатели второго этапа корректируются на основе применения деформационных, структурных, геофизических методов определения напряжений в породном массиве вблизи горной выработки.

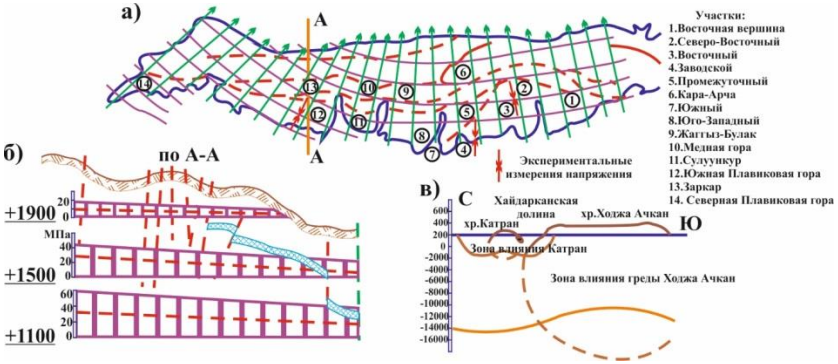

Рисунок 2.13 – Прогнозная карта породного массива Хайдарканского месторождения: *а* – карта в плане на тектонической схеме месторождения; *б* – характерный разрез с эпюрой напряжений на различных глубинах; *в* – изложения распределений напряжений, показывающие влияние гор и глубин

2.6.2. Определение напряжений породного массива методом буровых скважин

Общая характеристика метода. Метод буровых скважин относится к абсолютным методам измерения напряжений в массиве горных пород. В данном методе деформация скважины (поперечная и продольная), происходящая после ее бурения, связанная с изменением напряженного состояния массива и обусловленная как упругими процессами, так и явлениями ползучести, измеряется деформометрами. Физическая сущность данного метода заключается в том, что после пробуривания скважины в дальнейшем, в результате влияния действующих в массиве упругих напряжений, а в осадочных породах, главным образом, в результате явления ползучести контур скважины будет деформироваться. Причем степень деформирования и характер деформации стенки скважины зависит от величины коэффициента распора λ. С ростом времени в породах с пластическими свойствами деформация скважины возрастает, причем степень и характер роста деформации также зависят от величины λ. Измеряя измене-

ние деформации во времени, можно расчетным путем получить значения напряжений, являющихся причиной этого изменения.

Существуют две модификации этого метода.

1. Метод буровых скважин с использованием перемещений

Методика измерения. После бурения скважины обычной буровой колонкой вдоль направления одного из главных напряжений (например, вдоль слоистости) и обработки ее поверхности специальной коронкой, в нее помещается многокомпонентный поперечный деформометр, который ориентируется относительно произвольно выбранной системы отсчета так, что тензодатчики располагаются под углами $\theta_1 = \theta$; $\theta_2 = \theta + \frac{\pi}{2}$; $\theta_3 = \theta + \frac{\pi}{4}$ относительно оси X. В момент времени t_0 по четырем направлениям снимают первоначальные отчеты с деформометра $u_j(t_0)$. Через период времени Δt, определяемый временем, в течение которого завершается в основном интенсивное деформирование скважины вследствие ползучести (Δt = 1÷2 часа), снимаются показания с деформометра по тем же направлениям $u_j(t_1)$. В результате этого определяется перемещение контура скважины, вызванное ползучестью:

$$\Delta u_j(t) = u_j(t_1) - u_j(t_0), \quad j = 1,2,3,4.$$

Качество проведения измерений определяется следующим образом, если выполняется условие:

$$\Delta = \frac{\left|\Delta U_1(t) + U_2(t)\right| - \left|\Delta U_3(t) + U_4(t)\right|}{\left|\Delta U_1(t) + U_2(t)\right|} \cdot 100 < 10\% \ , \quad (2.29)$$

то измерения считаются качественными.

Далее, используя результаты математической теории упругости и пластичности, полученные для перемещения контура кругового отверстия в пластине, подверженной действию напряжений, рассчитывают величины и напряжения действия главных напряжений в массиве в зоне измерения. С учетом явления ползучести перемещение контура скважины в радиальном направлении следующим образом зависит от времени:

$$U_1(\mathrm{t}) = \frac{\sigma_1 R}{4E}\left\{\begin{array}{l} \dfrac{-3\sigma(1+\lambda)t^{1-\alpha}}{1-\alpha} + \\ +\left[\dfrac{3\sigma t^{1-\alpha}}{1-\alpha} + 2(1-2\nu)^2\right] \\ \left[1-\exp\left(-\varpi\beta t^{1-\alpha}\right)\right](1-\lambda)\cos 2\theta \end{array}\right\}. \qquad (2.30)$$

Решение системы уравнений, составленных для величин $U_j(\mathrm{t})$, измеренных в трех *j*-ых направлениях, позволяет получить следующие выражения:

$$\sigma_{1,2} = -\frac{E(1-\alpha)}{3d_c\delta\left(t_i^{1-\alpha} - t_0^{1-\alpha}\right)}\left[\Delta U_1 + \Delta U_2 \pm \frac{\Delta U_2 - \Delta U_1}{B\cos 2\theta}\right],$$

$$\theta = \frac{1}{2}\operatorname{arctg}\left[\frac{\Delta U_1 + \Delta U_2 - 2\Delta U_3}{\Delta U_2 - \Delta U_1} + k\pi\right], \qquad (2.32)$$

$$\lambda = \frac{\left[\Delta U_1 + \Delta U_2\right] + \left[\Delta U_1 + \Delta U_2\right]B\cos 2\theta}{\left[\Delta U_1 - \Delta U_2\right] + \left[\Delta U_1 + \Delta U_2\right]B\cos 2\theta},$$

$$B = 1 + \frac{2(1-\alpha)\left(1-2\nu^2\right)}{3\delta\left(t_i^{1-\alpha} - t_0^{1-\alpha}\right)}\left[\exp\left(-\varpi\beta t_0^{1-\alpha}\right) - \exp\left(-\varpi\beta t_1^{1-\alpha}\right)\right],$$

где $\varpi = (1-\alpha)^{1-\alpha}$; $\beta = \delta\Gamma(1-\alpha)$; R – радиус скважины; постоянный коэффициент k выбирается следующим образом: если $k = 0$ $\lambda<1$, то $k = 0$; если при $k = 0$ $\lambda>1$, то $k = 1$.

Пример. В результате измерения методом буровых скважин в угольном пласте Прокопьевский (Донбасс) с характеристиками: $E = 1{,}14\cdot10^{-4}$ кг/см^2; ν = 0,34 ; α = 0,75; δ= 0,0078 с$^{1\text{-}\alpha}$, были получены следующие результаты с помощью измерительной аппаратуры ИИД-2А: $\Delta u_1 = 15\cdot10^{-4}$ см; $\Delta u_2 = 15\cdot10^{-4}$ см; $\Delta u_3 = 16\cdot10^{-4}$ см; $\Delta u_4 = 15\cdot10^{-4}$ см. Скважина диаметром $d_c = 46$ мм и глубиной l = 3 м пробурена под углом 10º к горизонту с азимутом 37º. Время между снятием показаний с деформометра $\Delta t = t_1 - t_2 = 1$ час. Вычислить величины и направление главных напряжений, действующих в зоне измерения.

Решение.

1. Проверка качества измерений согласно (2.29):

$\Delta = 3,3 < 10$ %, т. е. качество измерения хорошее.

2. Угол между осью *X* и направлением σ_2 при *k* = 0 $\theta = 22,5°$; $\cos 2\theta = 0,707$.

3. Коэффициент B, учитывающий явление ползучести равен 1,04.

4. Коэффициент бокового распора равен $\lambda = 0,91$. Так как $\lambda < 1$, принимаем $\theta = 22,5°$.

5. Величины главных напряжений определяются следующим образом:

$$\sigma_{1,2} = -1,77\left(31 \pm 1,47\right);\ \sigma_2 = -57,5 \text{ кг/см}^2;\ \sigma_2 = -52,3 \text{ кг/см}^2.$$

6. Проверка правильности расчетов: $\lambda = \sigma_2 / \sigma_1 = 52,3/57,5 = 0,91$.

2. Метод буровых скважин с использованием скоростей перемещения контура скважины

Данная модификация метода буровых скважин по методике измерений, аналогична предыдущей модификации метода. Разница заключается в том, что для расчета действующих напряжений используется скорость перемещения по *j*-му радиальному направлению, в котором производятся измерения с помощью многокомпонентного деформометра. В этом случае показания деформометра $u_j(t)$ определяются по тем же направлениям в трех равноотстоящих друг от друга моментов времени: t_i, t_{i+1}, t_{i+2}. Тогда скорости перемещения, обусловленные ползучестью горной породы, по трем j-ым направлениям определяются как:

$$v_1(t_1) = \frac{\left[3\Delta u_1(t_1) - \Delta u_1(t_2)\right]}{4\Delta t}\ , \qquad (2.32)$$

$$v_2(t_1) = \frac{\left[3\Delta u_2(\Delta t_1) - \Delta u_2(\Delta t_2)\right]}{4\Delta t},\ v_3(t_1) = v_1(t_1)\ , \qquad (2.33)$$

где $\Delta u_j(\Delta t_1) = u(t_{i+1}) - u(t_i);\ \Delta u_j(\Delta t_2) = u(t_{i+2}) - u(t_{i+1});\ \Delta t_1 = t_{i+1} - t_i;$ $\Delta t_2 = t_{i+2} - t_{i+1};\ \Delta t = \Delta t_1 = \Delta t_2$.

При этом должно выполняться условие: $\Delta t \ll t_i$.

После снятия первых показателей с деформометра ($u_j(t_i)$) производится проверка качественности полученных данных по формуле (2.29). Далее, после расчета скоростей перемещений по *j*-м направлениям с помощью формул (2.32), рассчитываются величины угла θ, указывающего направление действия главных напряжений, коэффициент бокового распора λ и величины главных напряжений σ_1 и σ_2 по следующим формулам:

$$\theta = \frac{1}{2}\left(\operatorname{arctg}\left[\frac{V_1 + V_2 - 3V_3}{V_2 - V_1} \right] + k\pi \right);\ k = 0;1\ , \qquad (2.34)$$

$$\lambda = \frac{\left\{ \left[V_1 + V_2 \right] + \left[V_1 + V_2 \right] B\cos\theta \right\}}{\left\{ \left[V_1 + V_2 \right] + \left[V_1 + V_2 \right] B\cos 2\theta \right\}}\ , \qquad (2.35)$$

$$\sigma_{1,2} = -\frac{Rt^{\alpha}}{1{,}5 d_c \delta}\left[V_1 + V_2 \pm \frac{V_2 - V_1}{B\cos 2\theta} \right], \qquad (2.36)$$

$$B = 1 + \frac{2\varpi\left(1 - 2\nu\right)^2 - \left(2 - \alpha\right)}{3}\exp\left(-\varpi\beta t_0^{1-\alpha} \right)\ . \qquad (2.37)$$

2.6.3. Оценка напряженного состояния по конвергенции выработки

Цель занятия: ознакомить с методом приближенной количественной оценки напряженного состояния массива пород за зоной влияния выработки, вызванные продвижением забоя.

Метод приближенной количественной оценки напряженного состояния массива пород за зоной влияния выработки основан на принципе возмущенного напряженного состояния массива пород при проходке выработки.

Подготовку и выполнение измерений в период технологического цикла осуществляют следующим образом (рисунок 2.14).

В непосредственной близости от забоя выработки по заданной схеме выбуривают шпуры. Путем ультразвукового каротажа шпуров определяют глубину зоны наведенной (технологией проходки) трещиноватости. По скоростям ультразвуковых волн оценивают динамический модуль упругости и коэффициент Пуассона пород.

В шпурах непосредственно за зоной трещиноватости закрепляют реперы. Для предохранения от повреждений в процессе проходки выработки реперы несколько заглубляют в шпуры.

Получение первичной информации о перемещениях возможно в двух вариантах.

В первом случае – одну серию шпуров (розетку) устанавливают у забоя выработки и осуществляют измерения на каждом шаге подвигания забоя до тех пор, пока реперы не окажутся за зоной влияния забоя.

Суммы приращений, перемещений, зафиксированных на каждом шаге, служат исходной информацией для расчета напряжений. Вариант применим в массивах крепких пород в условиях малой скорости релаксации.

Во втором случае, когда перемещения происходят еще и во времени, для выделения и регистрации мгновенно упругих смещений на участке, где ощутимо влияние забоя выработки, оборудуется несколько розеток с интервалом, равном шагу подвигания забоя L за технологический цикл. Считая зону влияния порядка 4а, количество розеток будет не более $n = 4^a / l$.

Искомые значения упругих смещений получают как от суммы измеренных перемещений по всем розеткам сразу после ухода забоя на расстояние L.

Результаты измерений интерпретируются с использованием решения упругой задачи для круговой выработки в условиях объемного напряженного состояния:

$$U_n = \frac{1+\mu}{E}\left[\left(\frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{\sigma_y+\sigma_z}{2} - \frac{\mu}{1+\mu}\sigma_x\right)r + \frac{\sigma_y+\sigma_z}{2}\frac{a^2}{r} + \right.$$
$$\left. + \left\{ r - \frac{a^4}{r^3} + 4(1-\mu)\frac{a^2}{4}\right\}\left(\frac{\sigma_y-\sigma_z}{2}\cos 2\theta + \tau_{yz}\sin 2\theta\right)\right], \quad (2.38)$$

где U_n – полные радиальные перемещения контура выработки под воздействием внешней нагрузки; E, μ – модуль упругости и коэффициент Пуассона; a – радиус выработки; σ_x, σ_y, σ_z, σ_{yz} – компоненты тензора напряжений в нетронутом массиве; r, θ – полярные координаты в плоскости поперечного сечения (рисунок 2.14).

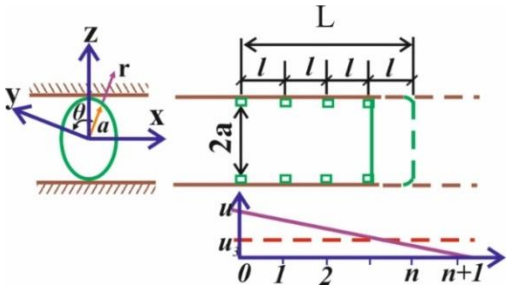

Рисунок 2.14 – Схема к определению компонент векторов перемещений

Величины перемещений контура выработки в вертикальном $U_в$ и горизонтальном $U_г$ направлениях представляют собой суммы измеренных упругих перемещений $U_п$ по описанной выше схеме, и перемещений $U_з$, реализованных в плоскости забоя до установки реперов:

$$U_в = U_{ив} + U_{зв},\ U_г = U_{иг} + U_{зг}.$$

Согласно в плоскости забоя перемещение $U_з$ составляют 30–40 % от измерений, тогда, приближенно, можно принять: $U_в = \frac{4}{3}U_{ив}$ и $U_г = \frac{4}{3}U_{иг}$.

Наиболее подходящие условия для применения метода имеются в выработках комбайновой проходки.

Принимаем $\tau_{yz} = 0$, и записывая (2.38) для дополнительных перемещений (вызванных образованием выработки) при $r = a$, $\theta_1 = 0$ и $\theta_2 = \pi/2$, получаем систему двух линейных уравнений на σ_y, σ_z:

$$\frac{EU_r}{a(1+\mu)} = 2(1-\mu)\sigma_z\ , \qquad (2.40)$$

$$\frac{EU_b}{d(1+\mu)} = -(1-2\mu)\sigma_y + 2(1-\mu)\sigma_z\ , \qquad (2.41)$$

решение которой имеет вид:

$$\sigma_{y,z} = \frac{E}{a(1+\mu)(3-4\mu)}\left[2(1-\mu)U_{г,в} + (1-2\mu)U_{в,г}\right]\ . \qquad (2.42)$$

ГЛАВА 3. Геомеханические модели породного массива

3.1. Упругая модель породного массива

3.1.1. Основные понятия и зависимости упругой модели

Основной механической (математической) моделью породного массива, применяемой в геомеханике, является упругая модель.

Главное в упругой модели – это линейная связь между напряжениями и деформациями, выраженная законом Гука (рисунок 3.1):

$$\sigma = E\varepsilon \ , \qquad (3.1)$$

где E – коэффициент пропорциональности – модуль упругости ($E = \mathrm{tg}\,\alpha$).

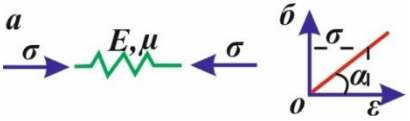

Рисунок 3.1 – Структурная схема (*а)*; диаграмма напряжений (*б)*, характеризующие упругую модель

Основными характеристиками породного массива при использовании упругой модели являются модель общей деформации (или просто – модуль деформации) E и коэффициент поперечной деформации.

Объемное напряженное состояние описывается в упругой модели обобщенным законом Гука:

$$\begin{aligned} E\varepsilon_1 &= \sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3) \\ E\varepsilon_2 &= \sigma_2 - \mu(\sigma_3 + \sigma_1). \\ E\varepsilon_3 &= \sigma_3 - \mu(\sigma_1 + \sigma_2) \end{aligned} \qquad (3.2)$$

Суммируя левые и правые части равенства (3.2) легко получать известное соотношение:

$$\varepsilon_V = 3K\sigma_m \ , \tag{3.3}$$

где K – коэффициент объемного сжатия:

$$K = \frac{1-2\mu}{E} \ . \tag{3.4}$$

Часто бывает необходимо решить обратную задачу, то есть определить напряжения по известным деформациям. Выражения для напряжений можно получить из выражения (3.2):

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 2G\left(\varepsilon_1 + \frac{\mu}{1-2\mu}\varepsilon_V\right) \\ \sigma_2 &= 2G\left(\varepsilon_2 + \frac{\mu}{1-2\mu}\varepsilon_V\right) \\ \sigma_3 &= 2G\left(\varepsilon_3 + \frac{\mu}{1-2\mu}\varepsilon_V\right) \end{aligned} \ , \tag{3.5}$$

где G – модуль сдвига – характеристика массива, определяемая через известные E и μ по формуле:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \ . \tag{3.6}$$

Общий закон Гука для плоского напряженного состояния имеет вид:

$$\begin{aligned} E\varepsilon_1 &= \sigma_1 - \mu\sigma_2 \\ E\varepsilon_2 &= \sigma_2 - \mu\sigma_1 \end{aligned} \ , \tag{3.7}$$

если

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= E\frac{(\varepsilon_1 + \mu\varepsilon_2)}{1-\mu^2} \\ \sigma_2 &= E\frac{(\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1)}{1-\mu^2} \end{aligned} \ . \tag{3.8}$$

3.2. Примеры анализа естественного поля напряжений в породном массиве

3.2.1. Определение начального (естественного) поля напряжений применительно к горизонтальной выработке

В месторождении Кок-Янгак на глубине H = 800 м предполагается проведение горизонтальной выработки круглого сечения радиусом r_0 = 2 м. Порода – песчаники.

Требуется определить компоненты начального поля напряжений: 1 – в месте проведения будущей выработки; 2 – по контуру поперечного сечения будущей выработки.

Решение.

1. Находим характеристики пород: γ = 0,025 МН/м^2; μ = 0,32.

По формулам $\sigma_z = \gamma H$; $\sigma_x = \sigma_y = \lambda \gamma H$; $\lambda = \dfrac{\mu}{1-\mu}$ определяем компоненты начального поля напряжений (рисунок 3.2):

$$\sigma_z = 0,25 \cdot 800 = 20 \text{ МПа},$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{0,31}{1-0,31} \cdot 0,025 \cdot 800 = 9 \text{ МПа}.$$

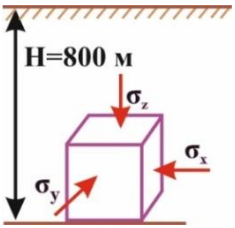

Рисунок 3.2 – Компоненты начального поля напряжений в нетронутом массиве

1. Поскольку предполагается проведение выработки круглого сечения, то полученные выше компоненты начального поля напряжений по контуру сечения будущей выработки представим в полярной системе координат (рисунок 3.3).

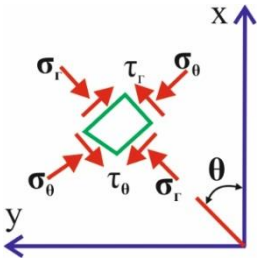

Рисунок 3.3 – Компоненты напряжений в полярной системе координат (плоская задача)

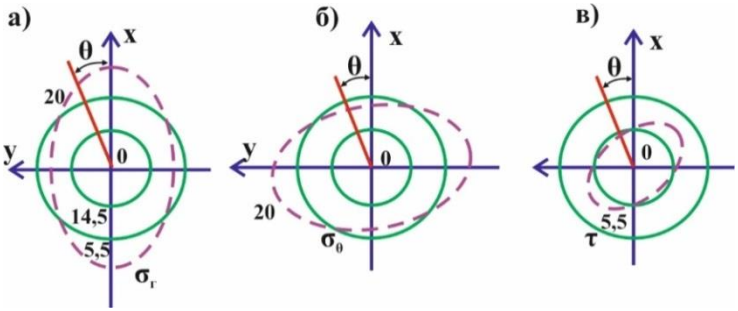

Рисунок 3.4 – Эпюры начальных напряжений по контуру поперечного сечения будущей выработки круглого сечения; *а* – радиальные; *б* – нормальные тангенциальные напряжения; *в* – касательные

Имеем: $\sigma_1 = 20$ МПа; $\sigma_2 = 9$ МПа. Подставим эти значения в формулы:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_r \\ \sigma_\theta\end{matrix}\right\} = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} \pm \frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\cos 2\theta$$
$$\tau_{r\theta} = -\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\sin 2\theta \qquad (3.9)$$

(это формулы преобразования, показывающие состояние между напряжениями в декартовой и полярной системах координат):

$$\left.\begin{matrix}\sigma_r \\ \sigma_\theta\end{matrix}\right\} = \frac{20+9}{2} \pm \frac{20-9}{2}\cos 2\theta, \quad \tau_{r\theta} = -\frac{20-9}{2}\sin 2\theta$$

или

$$\sigma_r = 14,5 + 5,5\cos 2\theta \text{ МПа},$$

$$\sigma_\theta = 14,5 - 5,5\cos 2\theta \text{ МПа},$$

$$\tau_{r\theta} = -5,5\sin 2\theta \text{ МПа}.$$

Целесообразно оценить возможные максимальные значения в соответствии с изменчивостью коэффициента поперечной деформации.

По формуле $\lambda = \dfrac{\mu}{1-\mu}$ определяем наибольшее возможное значение коэффициента бокового давления в массиве:

$$\lambda = \frac{0,38}{1-0,38} = 0,61.$$

Наибольшая возможная величина горизонтальных напряжений:

$$\sigma_x = \sigma_y = 0,61 \cdot 27 = 16,5 \text{ МПа}.$$

2. Компоненты начального поля напряжений в стенках предполагаемого вертикального шахтного ствола определим для цилиндрической системы координат (рисунок 3.5).

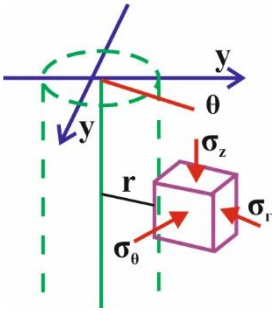

Рисунок 3.5 – Компоненты напряжений
в цилиндрической системе координат

В данном случае, в соответствии с полученными выше результатами, имеем: σ_z = 27 МПа; $\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_x = \sigma_y = 9,5 \div 16,5$ МПа.

3.2.2. Определение начального поля напряжений применительно к вертикальной выработке

Определить компоненты начального поля напряжений в условиях месторождения Улутоо на глубине 1000 м в роговиках. Определить компоненты начального поля напряжений в стенках вертикального шахтного ствола, проходка которого предполагается в данных условиях.

Решение. Принимаем характеристики пород: средний удельный вес толщи 0,027 МН/м^2: $\mu = 0{,}14 - 0{,}38$; средняя величина коэффициента поперечной деформации составляет μ = 0,28.

По формулам $\sigma_z = \gamma H$; $\sigma_x = \sigma_y = \lambda \gamma H$; $\lambda = \dfrac{\mu}{1-\mu}$ определяем компоненты начального поля напряжений:

$$\sigma_z = 0{,}27 \cdot 1000 = 27 \text{ МПа},$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{0{,}26}{1-0{,}26} \cdot 0{,}027 \cdot 1000 = 9{,}5 \text{ МПа}.$$

Мы получили средние значения горизонтальных напряжений.

3.2.3. Метод разгрузки, плоское напряженное состояние

Для исследования начального поля напряжений в породном массиве применяется метод разгрузки, в котором используются упругие свойства пород. Один из вариантов – метод ВНИМИ (рисунок 3.6).

После обуривания керна вокруг датчиков кольцевой щели (рисунок 3.6, *б*), породный керн с датчиками отделяется от массива и разгружается от действующих в массиве напряжений. Вследствие разгрузки керн испытывает деформации упругого восстановления (рисунок 3.6, *в*).

Деформации восстановления ε_x и ε_y измеряются, и по ним определяются напряжения в породном массиве σ_x и σ_y.

Измерения проведены на глубине H = 1200 м в диоритах со следующими характеристиками: γ = 0,03 МН/м^3; $E = 4 \cdot 10^4$ МПа; $E_e = 8 \cdot 10^4$ МПа; μ = 0,26.

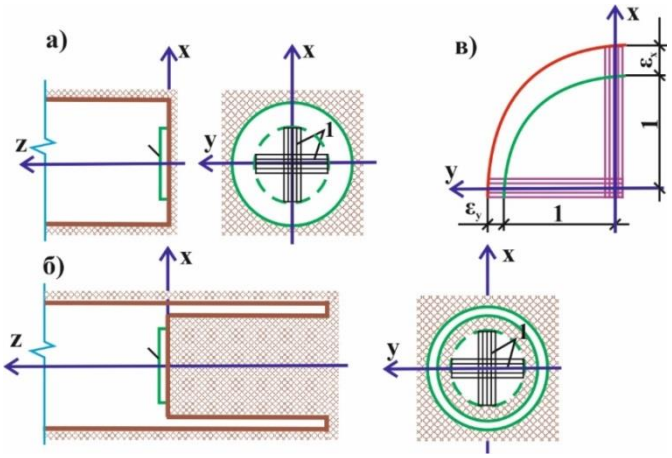

Рисунок 3.6 – Схема измерения напряжений в массиве методом разгрузки: *а*, *б* – стадии работ, наклеивание датчиков и обуривание керна; *в* – схема деформаций разгрузки керна

В результате измерений в горизонтальной скважине были получены следующие деформации восстановления: $\varepsilon_x = 3{,}66 \cdot 10^{-4}$; $\varepsilon_y = 0{,}03 \cdot 10^{-4}$.

Решение. Поскольку на забое скважины имеется плоское напряженное состояние ($\sigma_z = 0$), то воспользуемся формулами (3.8). Заметим, что в данном случае в качестве характеристик материала необходимо пользоваться модулем упругости: E_e ($E_e = \sigma / \varepsilon_e$), где ε_e – предельная деформация при разгрузке), который характеризует деформирование пород при разгрузке.

Подставив значения величин E_e, μ, $\varepsilon_x = \varepsilon_1$ и $\varepsilon_y = \varepsilon_2$ в формулу (3.8), получим:

$$\sigma_x = \sigma_1 = 8 \cdot 10^4 \frac{3{,}66 \cdot 10^{-4} + 0{,}26 \cdot 0{,}03 \cdot 10^{-4}}{1 - 0{,}26^2} = 31{,}5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_y = \sigma_2 = 8 \cdot 10^4 \frac{0{,}03 \cdot 10^{-4} + 0{,}26 \cdot 3{,}66 \cdot 10^{-4}}{1 - 0{,}26^2} = 8{,}4 \text{ МПа}.$$

3.2.4. Метод разгрузки, учет объемного напряженного состояния

Отделенный от массива керн (рисунок 3.6) испытывает деформации восстановления по всем трем направлениям, в том числе и вдоль оси Z ($\varepsilon_z \neq 0$). В связи с этим, при использовании метода разгрузки рекомендуется производить измерения во взаимно перпендикулярных скважинах, чтобы получить значения всех трех компонентов деформации.

Оценить погрешность вычислений, связанных в пункте 3, если известно, что величины деформаций восстановления: $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0{,}03 \cdot 10^{-4}$.

Решение. Воспользуемся формулами (3.5). Предварительно по формуле $\varepsilon_V = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ определим объемную деформацию: $\varepsilon_V = 3{,}66 \cdot 10^{-4} + 0{,}03 \cdot 10^{-4} + 0{,}03 \cdot 10^{-4} = 3{,}72 \cdot 10^{-4}$.

По формуле (3.6) определим:

$$G = \frac{8 \cdot 10^{-4}}{2(1+0{,}26)} = 3{,}2 \cdot 10^{-4} \text{ МПа.}$$

Подставим значения величин в формулы (3.5). В результате получим:

$$\sigma_1 = \sigma_x = 2 \cdot 3{,}2 \cdot 10^4 \cdot$$

$$\cdot \left(3{,}66 \cdot 10^{-4} + \frac{0{,}26 \cdot}{1 - 2 \cdot 0{,}26^2} \cdot 3{,}72 \cdot 10^{-4} \right) = 36{,}3 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_y = \sigma_z = 2 \cdot 3{,}2 \cdot 10^4 \cdot$$

$$\cdot \left(0{,}03 \cdot 10^{-4} + \frac{0{,}26 \cdot}{1 - 2 \cdot 0{,}26^2} \cdot 3{,}72 \cdot 10^{-4} \right) = 13{,}1 \text{ МПа.}$$

Для сравнения определяем компоненты начального поля напряжений по формулам: $\sigma_z = \sigma_1 = \gamma H$, $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_2 = \lambda \gamma H$, $\lambda = \frac{\mu}{1-\mu}$, имея в виду, что в условиях рассматриваемых примеров мы имеем дело с гравитационным полем напряжений. Коэффициент бокового давления в породном массиве:

$$\lambda = \frac{0,26}{1-0,26} = 0,35.$$

Вычислим компоненты напряжений:

$$\sigma_z = 0,03 \cdot 1200 = 36 \text{ МПа},$$

$$\sigma_x = \sigma_y = 0,35 \cdot 36 = 13 \text{ МПа}.$$

Ошибка измерений в рассматриваемом примере составляет менее 1 %. Погрешность вычислений, выполненных в примере 3, составляет:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{31,5-36}{36} \cdot 100 = -12,5 \text{ %};$$

$$\Delta\sigma_2 = \frac{8,4-13}{13} \cdot 100 = -35,4 \text{ %}.$$

3.3. Примеры анализа напряженно-деформированного состояния массива, ослабленного выработкой

3.3.1. Перемещения контура сечения выработки

Определить перемещения точек *B*, лежащих на концах горизонтального диаметра выработки, при проведении выработки в массиве с гравитационным полем начальных напряжений и установить, возможно ли смещение этих точек от центра в сторону массива (рисунок 3.7).

Решение. Из выражений:

$$U_{(i)} = U_{0(i)} + U_{2(i)} \cos 2\theta,$$

$$V_{(i)} = V_{2(i)} \sin 2\theta,$$

где $U_{(i)}$ – радиальные перемещения; $V_{(i)}$ – тангенциальные (окружные) перемещения при $\theta = 90^\circ$, получаем:

$$U_B = U_0 - U_2 \ . \qquad (3.11)$$

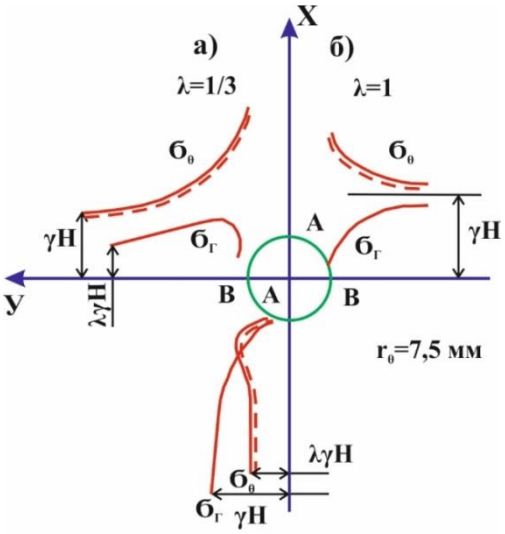

Рисунок 3.7 – Эпюры напряжений в массиве вокруг выработки круглого сечения при: *а* – λ = 1/3, *б* – λ = 1

Значения величин, входящих в эту формулу, следуют из (3.12):

$$U_{0in} = r_0 \frac{\sigma_1^{(0)}}{2G} \frac{1+2}{2},\ U_{2in} = r_0 \varkappa \frac{\sigma_1^{(0)}}{2G} \frac{1-2}{2},\ V_{2in} = -U_{2in}, \quad (3.12)$$

где $\varkappa$ – коэффициент вида напряженного состояния, принимающий значения:

при плоском напряженном состоянии:

$$\varkappa = \frac{3-\mu}{1+\mu};$$

при плоской деформации: $\varkappa = 3-4\mu$; $\sigma_1^{(0)} = \gamma H$; G – модуль сдвига; λ – коэффициент бокового распора.

$$U_0 = r_0 \frac{\gamma H}{2G} \frac{1+2}{2},\ U_2 = r_0 \varkappa \frac{\gamma H}{2G} \frac{1-2}{2}. \quad (3.13)$$

Из (3.13) следует, что смещение точек B в сторону массива (от центра выработки) возможны при:

$$U_2 > U_0.$$

Подставляя в это неравенство значения (3.12), после несложных преобразований получаем следующие условия:

$$\lambda < \frac{\varkappa - 1}{\varkappa + 1} = \frac{1 - 2\mu}{2(1 - \mu)} \ . \qquad (3.14)$$

Полученное неравенство определяет область значений коэффициента Пуассона μ пород и коэффициент λ бокового распора в массиве (область A на рисунке 3.8) при котором смещение точек будут направлены в сторону массива.

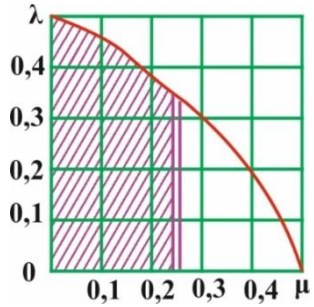

Рисунок 3.8 – Область значений λ и μ, при которых смещение точек, лежащих на концах горизонтального диаметра поперечного сечения выработки, происходит в сторону массива

Рассматривая рисунок 3.7, можно прийти к выводу, что в слабых породах (μ> 0,3) смещение точек B наружу от выработки не происходит, так как коэффициент бокового распора в таких породах γ>0,3.

Если λ определяется формулой А.Н. Динника: $\lambda = \frac{\mu}{1 - \mu}$, то условие (3.14) приводится к следующему виду:

$$\mu < 0,25 \ . \qquad (3.15)$$

Это значение и можно принять граничным при обсуждении возможности точек, лежащих на концах горизонтального диаметра выработки, смещаться в сторону массива.

3.3.2. Зона влияния выработки в гидростатическом поле напряжений

Определить зону влияния горизонтальной выработки в гидростатическом поле начальных напряжений (при $\lambda = 1$).

Решение. Поле напряжений в массиве вокруг выработки круглого сечения описывается выражениями:

$$\sigma_r = \gamma H\left[\frac{1+\lambda}{2}\left(1-\frac{r_0^2}{r^2}\right)+\frac{1-\lambda}{2}\left(1+3\frac{r_0^4}{r^4}-4\frac{r_0^2}{r^2}\right)\cos 2\theta\right]$$

$$\sigma_\theta = \gamma H\left[\frac{1+\lambda}{2}\left(1+\frac{r_0^2}{r^2}\right)-\frac{1-\lambda}{2}\left(1+3\frac{r_0^4}{r^4}\right)\cos 2\theta\right] \quad . \quad (3.16)$$

$$\tau_{r\theta} = -\gamma H\frac{1-\lambda}{2}\left(1-3\frac{r_0^4}{r^4}+\frac{r_0^2}{r^2}\right)\sin 2\theta$$

Подставляя в них значения $\lambda = 1$, получаем уравнения для соответствующих напряжений, описывающие напряженное состояние массива (рисунок 3.9):

$$\left.\begin{matrix}\sigma_r\\ \sigma_\theta\end{matrix}\right\} = \gamma H\left(1\mp\frac{r_0^2}{r^2}\right)$$

или (3.17)

$$\sigma_r = \gamma H\left(1-\frac{r_0^2}{r^2}\right), \sigma_\theta = \gamma H\left(1+\frac{r_0^2}{r^2}\right).$$

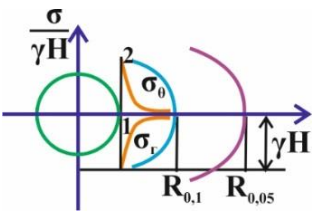

Рисунок 3.9 – Схема к определению границы зоны влияния выработки

Из уравнений (3.17) следует, что четкой границы зоны влияния выработки не существует. Тем не менее, зона влияния выра-

ботки может быть определена, если задаться допустимой погрешностью определения границы зоны, т. е. допустимым отклонением напряжений в массиве с выработкой от начальных напряжений:

$$\sigma_r^{(0)} = \sigma_\theta^{(0)} = \gamma H.$$

Определим размеры зоны влияния выработки, задавшись допустимым отклонением напряжений Δ. Обозначив радиус зоны влияния выработки R_Δ, из (3.17) получим $r_0^2 / R_\Delta^2 = \Delta$, отсюда:

$$R_\Delta = r_0 / \sqrt{\Delta} \ . \qquad (3.18)$$

При допустимой погрешности 5 % в определении напряжений зона влияния выработки составляет:

$$R_\Delta = r_0 / \sqrt{0,05} = 4,47 r_0.$$

При допустимой погрешности Δ = 10 %, $R_\Delta = 3,16 r_0$ (рисунок 3.9).

3.3.3. Зона влияния выработки

Определить границу зоны влияния выработки в неравнокомпонентном поле начальных напряжений (λ <1).

Решение. Определим границу зоны влияния выработки допускаемой погрешностью Δ по тангенциальным напряжениям σ_θ. Условия на границы зоны влияния выработки запишутся в виде:

$$\frac{\sigma_\theta - \sigma_\theta^{(0)}}{\gamma H} = \Delta \ . \qquad (3.19)$$

Напряжение в массиве с выработкой описывается выражениями (3.16). Начальные напряжения получим из (3.20):

$$\left.\begin{matrix}\sigma_r \\ \sigma_\tau\end{matrix}\right\} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta,$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\theta, \qquad (3.20)$$

при $\sigma_1^{(0)} = \gamma H$; $\sigma_2^{(0)} = \lambda \gamma H$:

$$\sigma_\theta^{(0)} = \gamma H\left(\frac{1+\lambda}{2} - \frac{1-\lambda}{2}\cos 2\theta\right). \qquad (3.21)$$

Подставив эти выражения в условия (3.19), получим биквадратное уравнение относительно радиуса зоны влияния выработки:

$$\frac{r_0^2}{R_\Delta^2} - 3\frac{1-\lambda}{2}\frac{r_0^4}{R_\Delta^4} = 0.$$

Отсюда:

$$R_\Delta = r_0\sqrt{\frac{1+\sqrt{1-6(1-\lambda)\Delta\cos 2\theta}}{2\Delta}}. \qquad (3.22)$$

При $\lambda = 1$ эта формула переходит в $R_\Delta = r_0/\sqrt{\Delta}$.

В гравитационном поле начальных напряжений радиус зоны влияния выработки в направлении оси $z(R_{\Delta Z})$ несколько меньше, чем в направлении оси $x(R_{\Delta X})$.

При коэффициенте бокового давления в массиве λ = 0,3, и допустимой погрешности Δ = 10 %, радиус зоны влияния выработки:

$$R_\Delta = r_0\sqrt{\frac{1+\sqrt{1-6\cdot(1-0,3)\cdot 0,1\cdot\cos 2\theta}}{2\cdot 0,1}} = r_0\sqrt{\frac{1+\sqrt{1-0,42\cdot\cos 2\theta}}{0,2}}.$$

Подставляя значения $\theta = 0$ и $\theta = 90^\circ$, получаем соответственно (рисунок 3.10): $R_{0,1Z} = 2,97r_0$; $R_{0,1X} = 3,31r_0$.

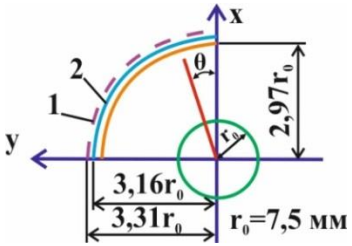

Рисунок 3.10 – Графическое изображение границы зоны влияния выработки в неравнокомпонентном поле напряжений, определенное с допускаемой погрешностью Δ = 10 % по напряжениям σ_θ: 1 – при λ = 0,3; 2 – при λ = 1

3.3.4. Радиальные напряжения в массиве вокруг выработки

Построить и сопоставить между собой эпюры радиальных напряжений (рисунок 3.11) на различном удалении от контура сечения выработки ($r_1 = 1,4r_0$ и $r_2 = 2r_0$) при λ = 0,3.

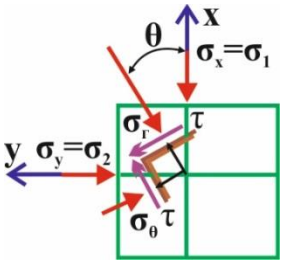

Рисунок 3.11 – Схема напряжений в декартовой и полярной системе координат

Решение. Подставив значения указанных величин в первое из выражений (3.16), получим:

$$\sigma_{r_1} = \gamma H \left[6,5 \cdot \left(1 - \frac{1}{1,4^2} \right) + 0,35 \cdot \left(1 + \frac{3}{1,4^4} - \frac{4}{1,4^2} \right) \right] \cos 2\theta,$$

$$\sigma_{r_2} = \gamma H \left[6,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2^2} \right) + 0,35 \cdot \left(1 + \frac{3}{2^4} - \frac{4}{2^2} \right) \right] \cos 2\theta$$

или

$$\sigma_{r_1} / \gamma H = 0,32 - 0,09 \cos 2\theta,$$

$$\sigma_{r_2} / \gamma H = 0,50 - 0,07 \cos 2\theta.$$

Эпюры радиальных напряжений показаны на рисунке 3.12. Сравнивая их и полученные выше формулы, убеждаемся, что с приближением к контуру сечения выработки второй член формулы меняет знак, вследствие чего максимальное значение радиальных напряжений перемещается к оси *X*, что характерно для нетронутого массива, на ось *У*.

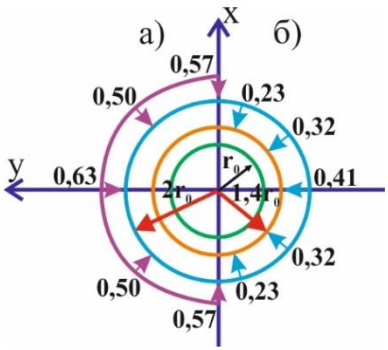

Рисунок 3.12 – Эпюры радиальных напряжений
в массиве вокруг выработки при $\lambda = 0{,}3$: *а* – при $r = 2r_0$;
б – при $r = 1{,}4r_0$

Следовательно, можно выделить вокруг выработки такую окружность r^*, что радиальные напряжения на ней будут постоянными.

Приравниваем к нулю второй член формулы (3.19) для σ_r, получим:

$$1+3\frac{r_0^4}{r^{*4}}-4\frac{r_0^2}{r^{*2}}=0.$$

Решая это биквадратное уравнение, получаем:

$$r^* = \sqrt{3}\cdot r_0 \approx 1{,}73r_0.$$

Определим компоненты напряжений на площадках, совпадающих с полученной окружностью при $\lambda = 0{,}3$:

$$\sigma_r = 0{,}43\gamma H = \text{const},$$

$$\sigma_\theta = \gamma H\left(0{,}87-0{,}47\cos 2\theta\right),$$

$$\tau_{r\theta} = -0{,}35\gamma H \sin 2\theta.$$

3.3.5. Концентрация напряжений на контуре сечения выработки

Определить максимальный коэффициент концентрации напряжений на концах горизонтального диаметра выработки неглубокого заложения.

Решение. На концах горизонтального диаметра выработки круглого сечения угол $\theta = 90^{\circ}$ (рисунок 3.13).

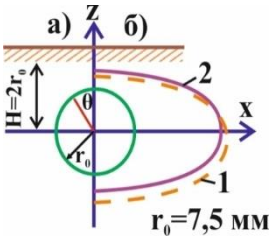

Рисунок 3.13 – Расчетная схема (*а*) и эпюра тангенциальных напряжений $\sigma_\theta/\gamma H$ (*б*) на контуре сечения выработки для массива, нагруженного собственным весом при $H = 2r_0$; $\mu = 0{,}4$; 1 – эпюра $\sigma_\theta/\gamma H$; 2 – эпюра напряжений для заглубленной выработки

Подставляя эти значения в формулу (3.23), получим:

$$\sigma_\theta = \gamma H \left\{ \begin{array}{l} \left(1+\lambda\right) - 2\left(1-\lambda\right)\cos 2\theta - \dfrac{r_0}{H} \cdot \\ \cdot \left[\left(\dfrac{1-2\mu}{2\left(1-\mu\right)} + \lambda \right) \cos\theta - \left(1-\lambda\right)\cos 3\theta \right] \end{array} \right\} \qquad (3.23)$$

имея в виду, что $\cos 90^{\circ} = 0$; $\cos\left(2 \cdot 90^{\circ}\right) = -1$; $\cos\left(3 \cdot 90^{\circ}\right) = 0$, получаем:

$$\sigma_\theta = \gamma H \left[\left(1+\lambda\right) + 2\left(1-\lambda\right) \right] = \gamma H \left(3-\lambda\right).$$

Коэффициент концентрации напряжений:

$$\overline{\sigma_\theta} = \sigma_\theta / \gamma H = 3 - \lambda \ . \qquad (3.24)$$

Сравнивая полученные выражения с формулой (3.25)

$$\sigma_{\theta in} = \sigma_1^{(0)} \left[\left(1+\lambda\right) - 2\left(1-\lambda\right)\cos 2\theta \right], \qquad (3.25)$$

убедимся, что коэффициент концентрации напряжений в боках выработки не зависит от глубины, одинаков как в выработках заглубленных, так и в выработках неглубокого заложения, и целиком определяется величиной коэффициента бокового давления в массиве.

3.3.6. Напряжения в кровле выработки

Определить при каких условиях в кровле выработки (точки *A* на рисунке 3.14) возможно появление растягивающих напряжений.

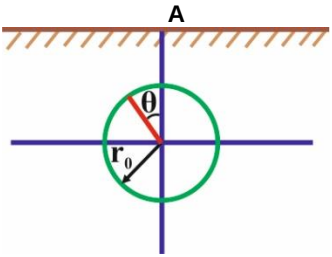

Рисунок 3.14 – Расчетная схема по определению напряжений в кровле выработки

Решение. В заглубленной выработке, согласно выражению (3.25), при $\theta = 0$ ($\cos\theta = 1$), коэффициент концентрации напряжений в своде выработки:

$$\overline{\sigma_\theta} = 3\lambda - 1 \ . \qquad (3.26)$$

Следовательно, в заглубленной выработке растягивающие напряжения в кровле возможны при $\lambda < 1/3$.

Обратимся теперь к формуле (3.27):

$$\sigma_\theta = \gamma H \left\{ \begin{array}{l} (1+\lambda) - 2(1-\lambda)\cos 2\theta - \dfrac{r_0}{H} \cdot \\ \cdot \left[\left(\dfrac{1-2\nu}{2(1-\nu)} + \lambda \right) \cos\theta - (1-\lambda)\cos 2\theta \right] \end{array} \right\} \qquad (3.27)$$

Подставляя значения $\theta = 0$, после несложных преобразований получаем следующие условия появления в кровле незаглубленной выработки растягивающих напряжений:

$$\lambda \left(3 - \frac{2}{H} \right) < 1 - \frac{1}{2(1-\gamma)\overline{H}} \ , \qquad (3.28)$$

где $\overline{H} = H / r_0$.

При $\overline{H} \to \infty$ формула (3.28) переходит в (3.26). Из условия (3.28) следует, что растягивающие напряжения в кровле неза-

крепленной и незаглубленной выработки возможны при малых коэффициентах бокового распора в массиве. Например, при $\overline{H} = 2$, $\nu = 0{,}4$ условием появления растягивающих напряжений является $\lambda < 0{,}29$.

Если коэффициент бокового давления определяется формулой А.Н. Динника:

$$\lambda = \frac{\mu}{1-\mu}\ , \tag{3.29}$$

то условие (3.28) преобразуется к виду:

$$\nu < \frac{2\overline{H}-1}{2\left(4\overline{H}-1\right)}\ . \tag{3.30}$$

При $\overline{H} = 2$ получаем $\nu < 0{,}21$, следовательно, растягивающие напряжения в своде выработки возможны в скальных породах.

3.3.7. Напряжения на контуре выработки эллиптического сечения

Определить условия, при которых в точках эллиптического сечения (рисунок 3.15) выработки в гравитационном поле напряжений в массиве могут возникнуть растягивающие напряжения.

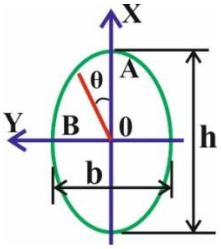

Рисунок 3.15 – Эллиптическое сечение выработки

Решение. Напряжения в точках *A* и *B* контура эллиптического сечения выработки (на концах горизонтального и вертикального диаметров) определяется выражениями:

$$\sigma_{OB} = \gamma H \left(1 + 2\frac{b}{h} - \lambda \right) , \qquad (3.31)$$

$$\sigma_{OA} = \gamma H \left[\lambda \left(2\frac{h}{b} + 1 \right) - 1 \right] , \qquad (3.32)$$

из которых следует условие появления растягивающих напряжений:

- в точке A (в своде выработки):

$$\lambda \left(2\frac{h}{b} + 1 \right) < 1 ; \qquad (3.33)$$

- в точке B (в боках):

$$1 + \frac{b}{h} < \lambda . \qquad (3.34)$$

Рассмотрим эллиптическое сечение, у которого высота в два раза больше ширины $h = 2b$. Указанные выше условия примут следующий вид:

- в точке A: λ<0,2;
- в точке B: λ>2.

Как видим, условия маловероятные.

Рассмотрим сечение, у которого, напротив, высота в два раза меньше ширины $h = 0,5b$. В этом случае условие появления растягивающих напряжений следующее:

- в точке A: λ <0,5;
- в точке B: λ>5.

Здесь опасность появления растягивающих напряжений в своде становится более вероятной.

3.3.8. Оптимальные размеры эллиптического сечения выработки

Можно ли подобрать в гравитационном поле напряжений такое соотношение размеров эллиптического сечения выработки, чтобы напряжения на контуре сечения в своде и боках были одинаковыми?

Решение. Приравняем выражение (3.31) и (3.32):

$$1+2\frac{b}{h}-\lambda=\lambda\left(2\frac{h}{b}+1\right)-1.$$

После несложных преобразований получаем:

$$\frac{b}{h}=\sqrt{\frac{1+\lambda^2}{2}}-\frac{1-\lambda}{2}\ . \tag{3.35}$$

Подставляя различные значения λ, получаем:

λ	1	0,3	0,5	2,0
b/h	1	0,38	0,54	2,08

Отсюда следует, что наиболее равномерное распределение напряжений по контуру эллиптического сечения достигается в том случае, если большая ось эллипса совпадает с напряжением наибольших главных напряжений в массиве, а соотношение полуосей соответствует коэффициенту бокового давления.

3.4. Упруго-пластические модели породного массива

3.4.1. Основные понятия и зависимость упруго-пластической модели

Структурные схемы и диаграммы напряжений упруго-пластической модели массива показаны на рисунке 3.16.

Упругие деформации 1 предшествуют пластическим деформациям. В массиве пород при строительстве выработок выделяются в общем случае две зоны (рисунок 3.15). Упругая – 1 и пластическая – 2, в которых распределение напряжений подчиняются соответственно закону Гука:

$$\sigma=\varepsilon E\ . \tag{3.36}$$

$$E\varepsilon_1=\sigma_1-\mu\left(\sigma_2+\sigma_3\right),\ \ E\varepsilon_2=\sigma_2-\mu\left(\sigma_3+\sigma_1\right),$$
$$E\varepsilon_3=\sigma_3-\mu\left(\sigma_1+\sigma_2\right) \tag{3.37}$$

и закона пластического течения – условию Кулона–Мора:

$$\tau_c=c+\sigma_{II}\operatorname{tg}\varphi\ , \tag{3.38}$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + \beta\sigma_2 \ , \qquad (3.39)$$

где β – параметр объемной прочности:

$$\beta = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \ ; \qquad (3.40)$$

$$\left(\sigma_x - \sigma_y\right)^2 + 4\tau_{xy}^2 = \left(\sigma_x + \sigma_y + 2G\,\mathrm{ctg}\,\varphi^2\right)\sin^2\varphi \ . \qquad (3.41)$$

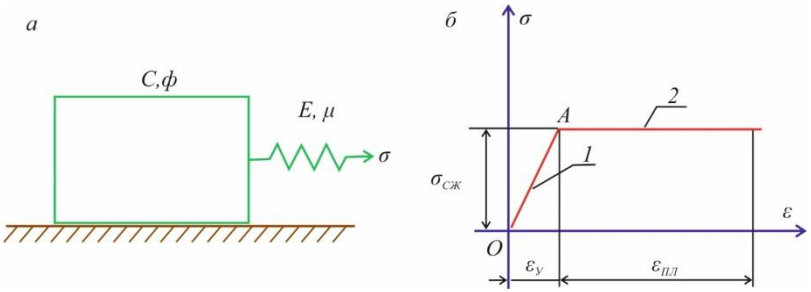

Рисунок 3.16 – Структурная схема (*а*) и диаграмма напряжений (*б*) упруго-пластической модели: 1 – область упругой деформации; 2 – область пластических деформаций

Далее, в зависимости от характеристики массива, производятся расчеты по модели А. Лабасса – К.В. Руппенейта (рисунок 3.17).

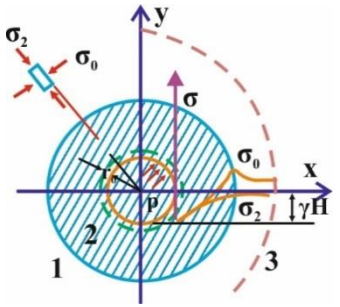

Рисунок 3.17 – Схема упруго-пластической модели массива с выработкой: 1 – зона упругих деформаций; 2 – зона пластических деформаций; 3 – граница зоны влияния выработки

Основные соотношения одномерной (λ = 1) упруго-пластической задачи следующие.

Распределение напряжений в зоне пластических деформаций ($r_0 \le r \le r_e$):

$$\sigma_r = \left(p + c\operatorname{ctg}\varphi\right)\left(\frac{r}{r_0}\right)^{\alpha} - c\operatorname{ctg}\varphi,$$
$$\sigma_\theta = \beta\left(p + c\operatorname{ctg}\varphi\right)\left(\frac{r}{r_0}\right) - c\operatorname{ctg}\varphi, \tag{3.42}$$

где r_e – граница зоны пластических деформаций;

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

Распределение напряжений в упругой области ($r \ge r_\theta$):

$$\left.\begin{matrix}\sigma_r \\ \sigma_\theta\end{matrix}\right\} = \gamma H\left(1 \mp \frac{r_e^2}{r^2}\right) \pm \sigma_{r_e}\frac{r_e^2}{r^2}\ , \tag{3.43}$$

где σ_{r_e} – радиальные напряжения на границе зоны пластических деформаций:

$$\sigma_{r_e} = \left(p + c\operatorname{ctg}\varphi\right)\left(\frac{r_e}{r_0}\right)^{\alpha} - c\operatorname{ctg}\varphi\ . \tag{3.44}$$

Давление на крепь:

$$p = \left(\gamma H + c\operatorname{ctg}\varphi\right)\left(1-\sin\varphi\right)\left(\frac{r_0}{r_e}\right)^{\alpha} - c\operatorname{ctg}\varphi\ . \tag{3.45}$$

Уравнение равновесных состояний массива, ослабленного выработкой:

$$r_e = \frac{r_0}{2G}\left(\gamma H + c\operatorname{ctg}\varphi\right)\left(\frac{r_0}{r_e}\right)^{2}\sin\varphi; \tag{3.46}$$

$$\frac{r_e}{r_0} = \left[\frac{\gamma H + c\operatorname{ctg}\varphi}{p + c\operatorname{ctg}\varphi}\left(1-\sin\varphi\right)\right]^{\frac{1}{\alpha}}.$$

Для несвязной сыпучей среды (l = 0) эти формулы имеют следующий вид (модель Р. Феннера – К.В. Руппенейта): напряжения в зоне пластических деформаций:

$$\sigma_r = p\left(r/r_0\right)^{\alpha},$$
$$\sigma_\theta = \beta p\left(r/r_0\right)^{\alpha}. \tag{3.47}$$

Давление на крепь:

$$p = \gamma H\left(1-\sin\varphi\right)\left(\frac{r_0}{r_e}\right)^{\alpha}. \tag{3.48}$$

Уравнения равновесных состояний массива с выработкой:

$$u = r_0\frac{\gamma H}{2G}\left(\frac{r_0}{r_e}\right)^{\alpha}\sin\varphi,$$
$$\frac{r_e}{r_0} = \left[\frac{\gamma H}{p}\left(1-\sin\varphi\right)\right]^{\frac{1}{\alpha}}. \tag{3.49}$$

Хрупкая модель разработана Ю.Н. Либерманом (рисунок 3.18).

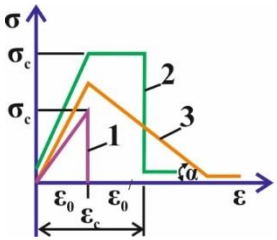

Рисунок 3.18 – Диаграмма напряжений упруго-пластических моделей пород, учитывающих разрушения: 1 – хрупкое; 2 – упруго-пластическое с ограниченной пластической деформацией; 3 – характеризует погрешность сопротивления за пределами прочности

В массиве вокруг выработки образуется две зоны (рисунок 3.19): 1 – зона (область) упругих деформаций; 2 – зона разрушения.

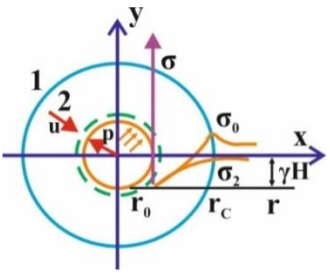

Рисунок 3.19 – Схема распределения напряжений в идеально хрупкой среде: 1 – область упругих деформаций; 2 – зона разрушений

В данной модели зона пластических деформаций является одновременно зоной разрушения, в которой свойство материала претерпели существенные изменения – материал потерял исходную прочность (рисунок 3.20).

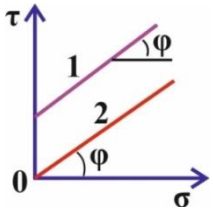

Рисунок 3.20 – Огибающие наибольших кругов напряжений: 1 – для неразрушенного материала (в упругой области); 2 – в зоне разрушения

Граница пластической зоны является одновременно границей двух сред с разными свойствами.

В модели Ю.М. Либермана материал при разрушении теряет лишь сцепление, а угол внутреннего трения φ остается неизменным. Основные расчетные зависимости хрупкой модели массива следующие.

Напряжения в зоне разрушения описывается выражениями:

$$\sigma_r = p\left(\frac{r}{r_0}\right)^{\alpha}, \quad \sigma_\theta = \beta p\left(\frac{r}{r_0}\right)^{\alpha}. \tag{3.50}$$

На границе зоны разрушения, при переходе от разрушенного материала к исходному, имеет место скачек напряжений σ_0.

Радиальные напряжения на границе зоны разрушения (при $r = r_e$):

$$\sigma_{r_c} = (1-\sin\varphi)\left(\gamma H - \frac{\sigma_c}{2}\right). \qquad (3.51)$$

Уравнения равновесных состояний:

$$u = \frac{r_0}{2G}\left[\left(\gamma H - \frac{\sigma_c}{2}\right)\sin\varphi + \frac{\sigma_c}{2}\right]\left(\frac{r_e}{r_0}\right)^{\beta+1},$$
$$\frac{r_e}{r_0} = \left[\frac{2\gamma H - \sigma_c}{2p}(1-\sin\varphi)\right]^{\frac{1}{\alpha}}. \qquad (3.52)$$

3.4.2. График равновесных состояний для глин

Построить график равновесных состояний для выработки радиусом r_0 = 1,9 м на глубине H = 100 м в глинах со следующими характеристиками: E = 100 МПа; ν = 0,4; φ = 18°; c = 0,2 МПа; γ = 0,02 МН/м^3.

Решение. Для описания поведения глины лучше всего подходит упруго-пластическая модель. График равновесных состояний такой модели состоит из двух частей, соответствующих упругой (линейной) и пластической (нелинейной) стадиям деформирования пород на контуре сечения выработки (см. рисунок 3.16).

Точка пересечения графика с осью p известна, ее ордината $p = \gamma H$, т. е. p = 2 МПа (рисунок 3.21, *а*).

Определим координаты точки A (u_e, p_e), соответствующей переходу от линейных деформаций к нелинейным.

Величину p_e определим по формуле (3.53):

$$p = (\gamma H + c\operatorname{ctg}\varphi)(1-\sin\varphi)\left(\frac{r_0}{r_e}\right)^{\alpha} - c\operatorname{ctg}\varphi\ , \qquad (3.53)$$

положив в ней $r = r_e$:

$$p_e = (\gamma H + c\operatorname{ctg}\varphi)(1-\sin\varphi) - c\operatorname{ctg}\varphi\,. \qquad (3.54)$$

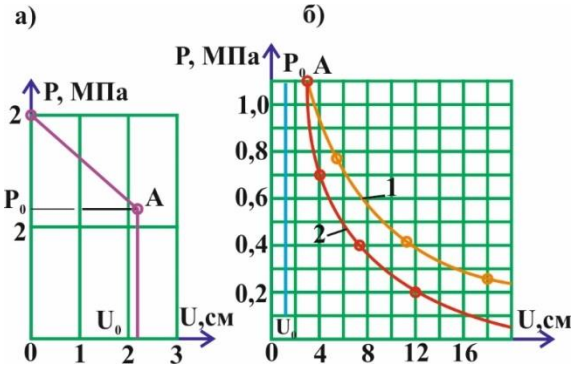

Рисунок 3.21 – График равновесных состояний глины (r_0 = 1,9 м; H = 100 м; γ = 0,02 МН/м^3): *а* – упругая стадия деформирования; *б* – пластическая стадия; 1 – учет объемного расширения; 2 – условия не сжимаемости

Подставив в эту формулу исходные данные, получим: $p_e = (2 + 0,2 \cdot 3,078)(1 - 0,309) - 0,2 \cdot 3,078 = 1,2$ МПа.

Перемещение u_e определим по формуле:

$$u = r_0 \frac{\sigma^{(0)}}{2G}\left(1 - \frac{p}{\sigma^{(0)}}\right), \qquad (3.55)$$

подставив в нее $p = p_e$:

$$u_e = r_0 \frac{\gamma H}{2G}\left(1 - \frac{p_e}{\gamma H}\right). \qquad (3.56)$$

Модуль сдвига пород вычислим по формуле:

$$G = \frac{E}{2(1+\gamma)} = \frac{100}{2(1+0,4)} = 35,7 \text{ МПа}.$$

Подставив значения величин в формулу (3.56), получим:

$$u_e = 1,9 \cdot \frac{2}{2 \cdot 35,7}\left(1 - \frac{1,2}{2}\right) = 0,021 \text{ м} = 2,1 \text{ см}.$$

Координаты точек графика равновесных состояний массива в стадии пластических деформаций пород на контуре сечения выработки определим по формулам (3.53) и (3.57) при условии объемного расширения пород в процессе пластических деформаций.

$$u = \frac{r_0}{2G}\left(\gamma H + c\operatorname{ctg}\varphi\right)\left(\frac{r_e}{r_0}\right)^2 \sin\varphi,$$
$$\frac{r_e}{r_0} = \left[\frac{\gamma H + c\operatorname{ctg}\varphi}{p + c\operatorname{ctg}\varphi}\left(1-\sin\varphi\right)\right]^{\frac{1}{\alpha}}. \qquad (3.57)$$

Расчетные формулы удобно представить в следующем виде:

$$p = \left(\gamma H + c\operatorname{ctg}\varphi\right)\left(1-\sin\varphi\right)\cdot$$
$$\cdot\left(\frac{\gamma H + c\operatorname{ctg}\varphi}{2Gu} r_0 \sin\varphi\right)^B - c\operatorname{ctg}\varphi\ , \qquad (3.58)$$

где показатель степени B принимает значения:

- при условии несжимаемости материала:

$$B = \frac{\alpha}{2} = \frac{\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\ ; \qquad (3.59)$$

- при условии объемного расширения (ассоциированный закон течения):

$$B = \frac{\alpha}{\beta+1} = \sin\varphi\ . \qquad (3.60)$$

Подставив в указанные формулы значения величин, получим:

$$p = \left(2+0,616\right)\left(1-0,39\right)\left(\frac{2+0,616}{2\cdot 35,74}\cdot 1,9\cdot 0,309\right)^B - 0,616$$

или

$$p = 1,808\cdot\left(\frac{0,0215}{u}\right)^B - 0,616,$$

где показатель степени равен: при условии несжимаемости B = 0,447; при условии объемного расширения – B = 0,309.

Результаты расчетов по этой формуле при различных значениях перемещений контура сечения выработки u (м) приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Результаты расчетов

	p (МПа) при условии		r_e/r_0 при условии	
u, см	несжимаемости	объемного распределения	несжимаемости	объемного распределения
3	0,94	1,02	1,33	1,22
4	0,75	0,88	1,37	1,24
5	0,62	0,78	1,53	1,33
8	0,39	0,39	1,92	1,57
10	0,29	0,51	2,26	1,70
15	0,19	0,38	2,65	1,95
20	0,05	0,29	3,05	2,52

3.5. Реологические модели породного массива

3.5.1. Основные понятия и зависимости

Реологические модели отражают свойство ползучести (течения) горных пород, т. е. их способность деформироваться во времени при постоянных напряжениях.

Структурные схемы реологических моделей включают вязкий элемент – элемент Ньютона – в виде поршня в цилиндре с вязкой жидкостью. В вязком элементе напряжения пропорциональны скорости деформации:

$$\sigma = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \ , \tag{3.61}$$

где η – коэффициент динамической вязкости, Па·с.

Величина, обратная вязкости, называется текучестью. Вязкость характеризуется также коэффициентом кинематической вязкости:

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} \ , \tag{3.62}$$

где ρ – плотность.

Единицы измерения коэффициента кинематической вязкости: м^2/с; см^2/с; (1 см^2/с = 1 стокс).

Ниже показаны структурные схемы некоторых основных вязко-упругих и вязко-упруго-пластических моделей.

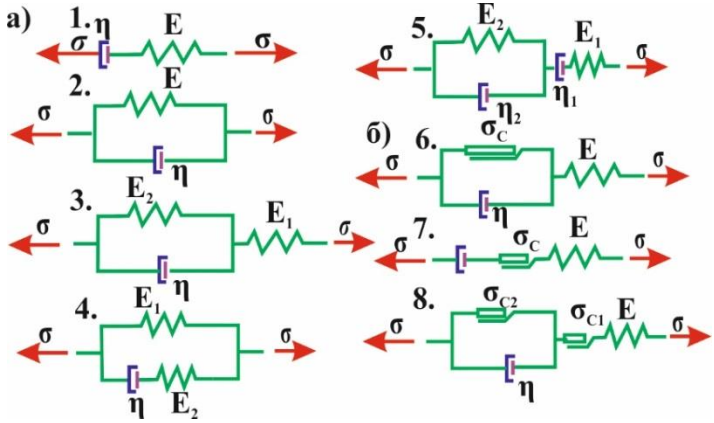

Рисунок 3.22 – Структурные схемы моделей

Структурные схемы вязко-упругих моделей и их уравнения состояния (рисунок 3.22, *а*):

Модель Максвелла (рисунок 3.22 – 1):

$$\frac{d\varepsilon}{dt}=\frac{1}{E}\frac{d\sigma}{dt}+\frac{\sigma}{\eta}\ ; \tag{3.63}$$

- при $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$:

$$\varepsilon=\sigma_0\left(\frac{1}{E}+\frac{t}{\eta}\right)\ ; \tag{3.64}$$

- при $\varepsilon = \varepsilon_0 = \text{const}$:

$$\sigma=E\varepsilon_0\exp\left(-\frac{E}{\eta}t\right)\ . \tag{3.65}$$

Модель Кельвина–Фойгта (рисунок 3.22 – 2):

$$\sigma=E\varepsilon+\eta\frac{d\varepsilon}{dt}\ ; \tag{3.66}$$

$$\varepsilon=\frac{\sigma}{E}\left[1-\exp\left(-\frac{E}{\eta}t\right)\right]\ . \tag{3.67}$$

Стремясь лучше описать данные экспериментов, модель усложняют. Для моделей 3 и 4 (рисунок 3.22) характерно следующее дифференциальное уравнение состояния:

$$E_0 n\frac{d\varepsilon}{dt}+E_\infty\varepsilon=n\frac{d\sigma}{dt}+\sigma\ , \tag{3.68}$$

$$\varepsilon=\frac{\sigma}{E_\infty}\left[1-\left(1-\frac{E_\infty}{E_0}\right)\exp\left(-\frac{E_\infty}{E_0 n}\right)\right]\ . \tag{3.69}$$

Таблица 3.2 – Значения коэффициентов

№	E_0	E_∞	N
3	E_1	$\frac{E_1E_2}{E_1+E_2}$	$\frac{\eta}{E_1+E_2}$
4	E_1+E_2	E_1	$\frac{\eta}{E}$

При $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$ уравнение (3.69) преобразуется к виду:

$$\varepsilon=\frac{\sigma}{E_\infty}\left[1-\left(1-\frac{E_\infty}{E_0}\right)\exp\left(-\frac{E_\infty}{E_0 n}t\right)\right]\ . \tag{3.70}$$

Модель Бюргера (рисунок 3.22 – 5) объединяет модели Максвелла и Кельвина–Фойгта.

При постоянных напряжениях $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$ уравнение ползучести имеет вид:

$$\varepsilon=\frac{\sigma_0}{E_1}+\frac{\sigma_0}{E_2}\left[1-\exp\left(1-\frac{\eta_2}{E_2}t\right)\right]+\frac{\sigma_0}{\eta_1}t\ . \tag{3.71}$$

Основные вязко-упруго-пластические модели, содержащие элементы пластичности (элемент Кулона – Мора) (рисунок 3.22, *б*):

Модели Шведова–Бингама (рисунок 3.22 – 6):

- при $\sigma \le \sigma_c$:

$$\varepsilon=\frac{\sigma}{E}\ \text{(упругая модель);}$$

- при $\sigma > \sigma_c$:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E}\frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma - \sigma_c}{\eta} \ ; \tag{3.72}$$

- при $\sigma=\sigma_0$=const:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma - \sigma_c}{\eta} t \ . \tag{3.73}$$

Модель с последовательным расположением элементов (рисунок 3.22 – 7):

- при $\sigma \le \sigma_c$ – модель Максвелла (1) – (3);
- при $\sigma > \sigma_c$ величина ε становится неопределенной, модель ведет себя как упруго-пластическое тело – обобщенная модель с элементами кратковременной (σ_{c1}) и длительной (σ_{c2}) прочности (рисунок 3.22 – 8):
- при $\sigma>\sigma_{c1}$ срабатывает элемент кратковременной прочности, и величина ε становится неопределенной;
- при $\sigma_{c2}<\sigma<\sigma_{c1}$ модель работает как модель Шведова–Бингама (3.72) и (3.73);
- при малых напряжениях $\sigma<\sigma_{c2}$ модель работает, как упругая.

Описанные выше модели позволяют имитировать и изучать реологические свойства породного массива и, в первую очередь, ползучесть.

3.6. Примеры расчетов с использованием реологических моделей

3.6.1. Определение коэффициента вязкости по результатам испытаний пород

В работе С.Г. Авершина приведены кривые ползучести алевролита (рисунок 3.23).

Требуется определить коэффициент вязкости и модуль деформации пород и высказать мнение о возможности использования модели Кельвина–Фойгта для описания ползучести данной породы.

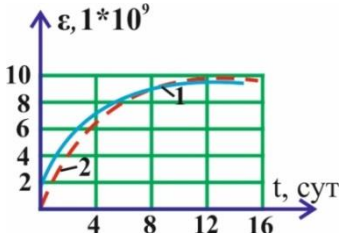

Рисунок 3.23 – Кривые ползучести алевролита:
1 – экспериментальные; 2 – теоретические

Решение. Из уравнения ползучести:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}\left[1 - \exp\left(-\frac{E}{\eta}t\right)\right] \tag{3.74}$$

при $t \to \infty$ имеем:

$$\varepsilon_\infty = \frac{\sigma}{E}\ . \tag{3.75}$$

В условиях эксперимента σ = 0,55 МПа, длительная деформация по графику (рисунок 3.23) $\varepsilon_\infty = 9 \cdot 10^{-4}$, следовательно:

$$E = \frac{0{,}55}{9 \cdot 10^{-4}} = 610 \text{ МПа}.$$

Из уравнения ползучести (3.74) определим коэффициент вязкости:

$$\eta = \frac{Et}{\ln(1 - E\varepsilon)\sigma}\ . \tag{3.76}$$

По кривой ползучести (рисунок 3.22) устанавливаем: при t = 4 сут., $\varepsilon = 7 \cdot 10^{-4}$; при t = 16 сут., $\varepsilon = 9 \cdot 10^{-4}$.

Подставив эти значения, а также E = 610 МПа и σ = 0,55 МПа в формулу (3.76), получим:

$$\eta = \frac{610 \cdot 4}{1 - \dfrac{610 \cdot 7 \cdot 10^{-4}}{0{,}55}} = 1629 \text{ МПа} \cdot \text{сут} = 14 \cdot 10^{7} \text{ МПа} \cdot \text{с}.$$

Аналогично вычисляем коэффициент вязкости для 16 сут., получим:

$$\eta = 1547 \text{ МПа} \cdot \text{сут} = 13,4 \cdot 10^7 \text{ МПа} \cdot \text{с}.$$

Принимаем среднее значение коэффициента вязкости:

$$\eta = 1590 \text{ МПа} \cdot \text{сут} = 13,7 \cdot 10^7 \text{ МПа} \cdot \text{с}.$$

Построим теоретическую кривую ползучести по формуле (3.74) и сравним ее с экспериментальной. Подставив значения величин в эту формулу, получим:

$$\varepsilon = \frac{0,55}{610} \cdot \left[1 - \exp\left(-\frac{610}{1590} t \right) \right]$$

или

$$\varepsilon = 9,02 \cdot 10^{-4} \cdot \left[1 - \exp\left(-0,384t \right) \right].$$

Результаты вычислений, следующие:

t, сут	0	1	2	3	4	8	12	16
ε, $1 \cdot 10^{-4}$	0,2	94	86	27	18	68	99	0

Как следует из рисунка (3.23), теоретическая кривая хорошо описывает эксперимент.

3.6.2. Определение характеристик линейной наследственной ползучести

Образцы каменной соли размерами 20×20×160 мм испытывались на изгиб действием сосредоточенной силы, приложенной в центре пролета образца – балочки длиной l = 140 мм. Измерялся прогиб балочки при постоянной нагрузке. Поскольку изохронные кривые представляют собой прямые линии (ползучесть подчиняется линейному закону), для модерирования деформаций каменной соли можно использовать линейную наследственную среду. Требуется определить реологическую характеристику каменной соли (рисунок 3.24).

Решение. Из курса сопротивления материалов известна формула для определения прогиба балки под действием сосредоточенной силы:

$$y = \frac{Fl^3}{48EJ}\ , \qquad (3.77)$$

где J – момент инерции поперечного сечения балки.

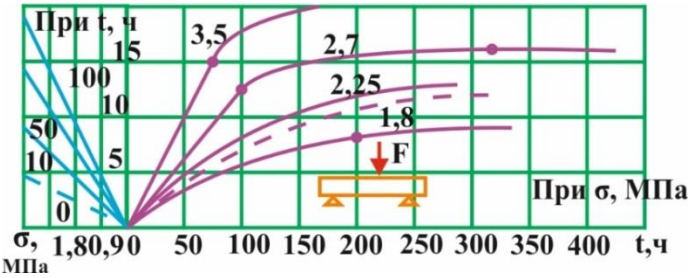

Рисунок 3.24 – Кривые ползучести и изохронные кривые каменной соли при испытании образцов на изгиб

Напряжения в образце – балочке определяются по формуле:

$$\sigma = \frac{Mh}{2J}\ , \qquad (3.78)$$

где M – изгибающий момент:

$$M = \frac{Fl}{4}\ ; \qquad (3.79)$$

h – высота поперечного сечения балочки.

Подставим значение M в формулу (3.78), из полученного уравнения выразим F, и это выражение подставим в (3.77), в результате получим:

$$y = \sigma \frac{l^2}{6Eh}\ . \qquad (3.80)$$

Воспользуемся далее соотношением метода переменных модулей:

$$E_t = \frac{E}{1+\phi}\ , \qquad (3.81)$$

где $\phi = \frac{\delta t^{1-\alpha}}{1-\alpha}$ – функция ползучести; α – безразмерная и $\delta^{t-\alpha}$ характеристика ползучести пород.

Подставив его в (3.80), получим:

$$y(t) = \sigma \frac{l^2}{6Eh}\left(1 + \phi\right) \tag{3.82}$$

или с учетом $\phi = \frac{\delta t^{1-\alpha}}{1-\alpha}$, получим:

$$y(t) = y_0\left(1 + \frac{\delta}{1-\alpha} t^{1-\alpha}\right), \tag{3.83}$$

где y_0 – условно-мгновенный прогиб, определяемый формулой (3.80).

Представим уравнение (3.83) в логарифмическом виде:

$$\ln\left(\frac{y(t)}{y_0} - 1\right) = \ln\frac{\delta}{1-\alpha} + \left(1-\alpha\right)\ln t \ . \tag{3.84}$$

Введем обозначения:

$$\begin{gathered} u = \ln\left(\frac{y(t)}{y_0} - 1\right), \quad a = \ln\frac{\delta}{1-\alpha}. \\ x = \ln t \qquad\quad b = 1-\alpha \end{gathered} \tag{3.85}$$

Тогда уравнение (3.84) будет иметь следующий вид:

$$u = a + bx \ . \tag{3.86}$$

Дальнейшая задача заключается в построении в координатах x и u прямой (3.86), и определении выражений (3.85). Нетрудно определить параметры ползучести:

$$\begin{gathered} \alpha = 1 - b \\ \delta = 10^a\left(1-\alpha\right) \end{gathered} \ . \tag{3.87}$$

Модуль деформации E определим по значениям σ = 3,6 МПа, y = 0,4 мм точки на нулевой изохроне (рисунок 3.24). Подставив эти значения и значения остальных величин в формулу (3.80), получаем:

$$0,004 = 3,6 \cdot \frac{14^2}{6 \cdot 2E},$$

откуда E = 14700 МПа.

Произведем вычисления y_0 по формуле (3.80), u и x для некоторых точек, выбранных на кривых ползучести (рисунок 3.24)

и характеризующихся значениями σ, $y(t)$ и t (в секундах). Расчеты приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Результаты расчетов

σ, МПа	y_0, $1\cdot10^3$ см	t, $1\cdot10^{-5}$ с	$y(t)$, $1\cdot10^3$, см	u	x
1,8	2,0	7,2	7,5	0,44	5,9
		0,72	5,0	0,18	4,8
		0,14	2,5	-0,06	4,1
2,25	2,5	1,8	8,0	0,34	5,2
		10,8	10,8	0,52	6,0
2,7	3,0	0,09	5,0	-0,18	3,9
		3,6	10,25	0,38	5,6
		11,52	15,0	0,60	6,1
		16,2	15,5	0,62	6,2
3,6	4,0	0,09	5,0	-0,6	3,9
		2,5	15,0	0,44	5,4

Точки с координатами (x и u) нанесем на график (рисунок 3.25), и проведем наиболее близкую к ним прямую линию. Отрезок a, отсекаемый прямой (3.86) на оси u, равен –1,4 ($a=-1,4$); тангенс угла наклона прямой к оси x равен b ($\operatorname{tg}\beta=b$), следовательно, $b=1,4/4,3=0,32$. По формулам (3.87) определяем реологические характеристики каменной соли:

$$\alpha=1-0,32=0,68,$$

$$\delta=10^{-1,4}\cdot(1-0,68)=0,0127.$$

Для проверки правильности расчетов построим теоретическую кривую ползучести для σ = 2,25 МПа, и сравним ее с экспериментальной (рисунок 3.24).

По формуле $\phi=\dfrac{\delta t^{1-\alpha}}{1-\alpha}$ вычислим значение функции ползучести:

$$\phi=\frac{0,0127}{1-0,68}\cdot t^{1-0,68}=0,0397t^{0,32}.$$

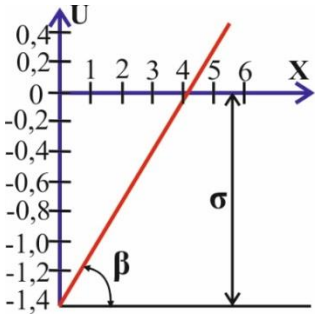

Рисунок 3.25 – Схема к определению реологических характеристик пород

Прогибы образца – балки определим по формуле (3.83), подставив в нее полученное выражение для функции ползучести:

$$y(t) = 2,5 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1 + 0,0397 t^{0,32}\right).$$

Результаты вычислений следующие:

t, ч	0	50	100
t, $1 \cdot 10^{-5}$ с	0	1,8	3,6
y(t), $1 \cdot 10^{3}$ см	2,5	7,2	8,4
t, ч	200	300	400
t, $1 \cdot 10^{-5}$ с	7,2	10,8	14,4
y(t), $1 \cdot 10^{3}$ см	9,9	11,0	11,8

Как видно на рисунке 3.24, расчетная кривая ползучести (выделена пунктиром) не вполне идентична экспериментальной. Это объясняется, вероятно, малым количеством точек кривых ползучести, использованных для определения параметров α и δ, а также тем обстоятельством, что эти точки концентрируются в области положительных значений u (рисунок 3.25), вследствие чего отрезок а и угол β определены недостаточно точно.

ГЛАВА 4. Геомеханические процессы вокруг горных выработок. Управление устойчивостью горных выработок

4.1. Напряжения и деформации породного массива вокруг горных выработок

При проходке горных выработок происходит перераспределение напряжений и деформирование пород вокруг горной выработки. Величина концентрации и характер образующего поля напряжения вокруг выработок в целом зависит от совокупных условий многих взаимосвязанных факторов:

- пространственно-геометрических параметров рассматриваемых выработок: формы и размера поперечного сечения, соотношения длины, ширины и высоты выработки, близости соседних параллельных и наличие пересекающихся выработок;
- деформационных характеристик пород в непосредственной близости от контура выработки;
- особенности естественного поля напряжений;
- характеристики воздействия на породы вокруг выработки в процессе ее проходки и дальнейшей эксплуатации; динамических нагрузок во время взрывных работ, влияния агентов выветривания (вода, воздух), изменения температурного режима и др.

Поле напряжений в массиве вокруг выработки круглого сечения описывается следующими выражениями (рисунок 4.1):

$$\sigma_r = \gamma H\left[\frac{1+\lambda}{2}\left(1-\frac{r_0^2}{r^2}\right)+\frac{1-\lambda}{2}\left(1+3\frac{r_0^4}{r^4}-4\frac{r_0^2}{r^2}\right)\cos 2\theta\right],$$

$$\sigma_\theta = \gamma H\left[\frac{1+\lambda}{2}\left(1+\frac{r_0^2}{r^2}\right)-\frac{1-\lambda}{2}\left(1+3\frac{r_0^4}{r^4}\right)\cos 2\theta\right], \qquad (4.1)$$

$$\sigma_x = \gamma H\left[\lambda-\mu\frac{1-\lambda}{2}\frac{4}{r^2}\right]\cos 2\theta,$$

$$\tau_{r\theta} = -\gamma H \frac{1-\lambda}{2}\left(1 - 3\frac{r_0^4}{r^4} + \frac{r_0^2}{r^2}\right)\sin 2\theta, \qquad (4.1)$$

где σ_r, σ_θ, σ_z, $\tau_{r\theta}$ – радиальные, окружные, вертикальные и касательные напряжения соответственно; r_0, – радиус выработки; r – полярная координата; λ – боковой распор; угол θ равен 0º, 45º и 90º.

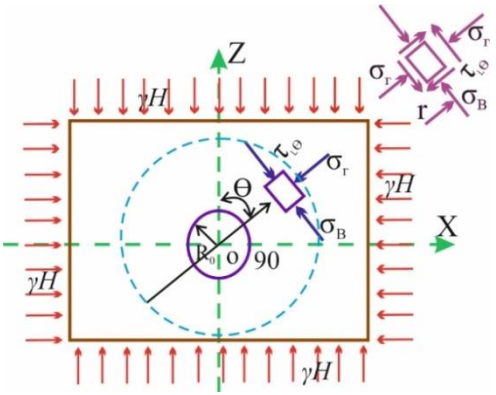

Рисунок 4.1 – Расчетная схема и обозначение напряжений

В зависимости от соотношений предела прочности пород и напряжений вокруг выработки, могут иметь место три типа деформации: при напряжениях σ_1 на контуре меньше предела длительной прочности в массиве ($\sigma_1 < \sigma_{00}$), вокруг выработки образуется зона упруго-вязких деформаций; имеет место при напряжениях на контуре, превышающих предел длительной прочности ($\sigma_1 > \sigma_{00}$), но меньших мгновенной прочности породы; если на контуре выработки напряжения σ_1 превышают мгновенную прочность породы σ_0, то разрушение пород должно начинаться вслед за проведением выработки при достижении значения $\sigma_1 = \max$.

Геомеханические процессы, возникающие в породных массивах при проведении горных выработок, могут реализоваться в виде обрушений пород в выработку, чрезмерно больших смещений ее контура, а также динамических явлений.

На стадии проектирования для обоснованного выбора способов и средств предотвращения этих явлений, необходима предва-

рительная оценка степени развития геомеханических процессов в конкретной геомеханической обстановке, т. е. решается вопрос крепления или закрепления созданной выработки.

В геомеханике под устойчивостью незакрепленной горной выработки понимают способность обнажаемых горных пород сохранять форму и размеры выработки, заданные по условиям нормальной эксплуатации. Потеря устойчивости окружающего выработку породного массива может проявляться в виде вывалообразования в своде выработки, разрушения пород по всему ее периметру или горных ударов в отдельных частях, а также в виде больших смещений контура выработки без видимого нарушения сплошности пород.

Для оценки устойчивости породных обнажений используют различные критерии.

4.2. Устойчивость незакрепленной горной выработки

Под устойчивостью незакрепленной выработки понимают способность обнажаемых горных пород сохранять форму и размеры выработки, заданные по условиям нормальной эксплуатации. Нарушение устойчивости горных пород может выражаться:

- в вывалообразовании под действием собственного веса;
- в разрушении в результате концентрации напряжений;
- в недопустимых смещениях обнаженной поверхности без нарушения сплошности;
- в возникновении динамических эффектов (ВВ, стрелянии, горных ударов), образовании заколов.

Для оценки устойчивости породных обнажений используются специальные критерии, основанные на различных гипотезах реализации геомеханических процессов.

Так, профессором Г.Г. Литвинским разработан метод, позволяющий определять местоположение и размеры разрушаемых участков породного контура в результате построения паспорта прочности контура выработки. Исходными данными для построе-

ния такого паспорта прочности являются геометрические размеры выработки, прочность вмещающих пород: $\sigma_{сж}$ и $\sigma_р$, и действующие на контуре выработки напряжения. Построение паспорта прочности осуществляется в следующей последовательности.

В геометрическом масштабе вычерчивается контур выработки. Начало прямоугольной системы координат (*XY*) помещается в центр тяжести сечения выработки. Затем на ее контуре намечается восемь характерных точек и производится их нумерация (рисунок 4.2).

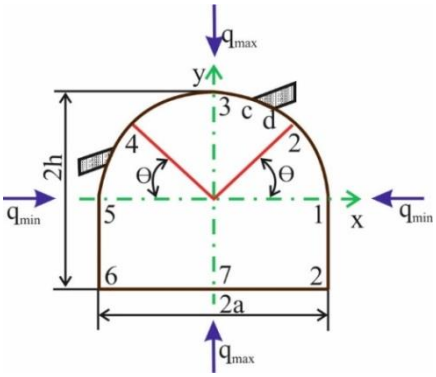

Рисунок 4.2 – Расчетная схема к построению паспорта прочности контура выработки

Положение точек 2, 4 определяется углом:

$$Q = \pm \operatorname{arctg} \frac{h}{a} \ , \qquad (4.2)$$

где h и a – соответственно половина высоты и ширины выработки, м.

Напряжения в характерных точках контура определяются для выработки эллиптической формы (эллипс сравнения), эквивалентной по площади рассматриваемой выработке; полуоси такой эллиптической выработки определяются выражениями:

$$a_э = \sqrt{\frac{S_a}{\pi h}} \ , \ h_э = \sqrt{\frac{S_h}{\pi a}} \ , \qquad (4.3)$$

где S – площадь поперечного сечения исследуемой выработки, м^2.

Для каждой из 8 точек контура находятся радиусы кривизны эллипса сравнения:

- для точек 1, 5:

$$R^э = \frac{h_э^2}{a_э} \ ; \tag{4.4}$$

- для точек 3, 7:

$$R^э = \frac{a_э^2}{h_э} \ ; \tag{4.5}$$

- для точек 2, 4, 6, 8:

$$R^э = \frac{1}{a_э h_э}\left(\frac{a_э^2 + h_э^2}{2}\right)^{3/2} \ . \tag{4.6}$$

Затем, графическим путем в каждой точке заданной выработки находятся радиусы кривизны контура $R_i^к$. Относительная кривизна в *i*-ой точке контура характеризуется параметром χ, который определяется из выражения:

$$\chi = \left(\frac{R_i^э}{R_i^к}\right)^{2/3} \ . \tag{4.7}$$

Для угловых точек $\chi = 6$, для прямолинейного участка $\chi = 0$.

Для случая равнокомпонентного поля напряжений $q_{max} = q_{min} = q$ тангенциальные напряжения в каждой точке контура определяются следующим образом:

$$\sigma^{1,5} = q\left[0,35(1-\chi_i) + (0,3+1,7\chi_i)\frac{a}{h}\right] \ ; \tag{4.8}$$

$$\sigma^{3,7} = q\left[0,35(1-\chi_i) + (0,3+1,7\chi_i)\frac{a}{h}\right] \ ; \tag{4.9}$$

$$\sigma_i^{2,4,6,8} = q\left[1,2(\chi_i - 1) + \frac{h^2 + a^2}{ah}\right] \ . \tag{4.10}$$

После определения напряжений, действующих в характерных точках, на развертке контура выработки в осях $\sigma_i - \theta$ строится эпюра напряжений (рисунок 4.3).

При построении эпюры необходимо учитывать следующие рекомендации:

- на гладких участках контура напряжения изменяются плавно;
- скорость изменения напряжений по углу θ пропорциональна изменению приведенной кривизны;
- в угловых точках контура напряжения претерпевают местные возмущения (всплески в виде пиков);
- размер участка влияния угловой точки на контуре пропорционален отклонению реального контура от контура эллипса сравнения.

Затем на заданном графике в том же масштабе наносится эпюра прочности пород на контуре выработки. Участки, на которых напряжения σ_i превышают прочность пород, считаются разрушенными и опасными по вывалам. Длина этих участков l определяется графически.

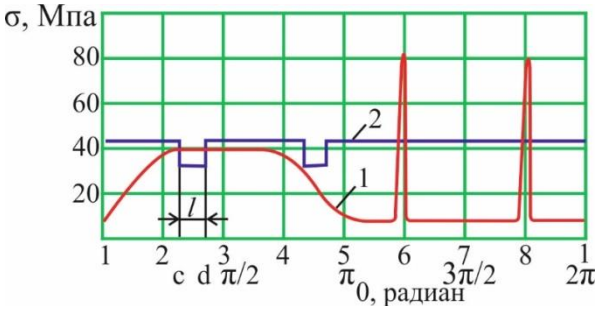

Рисунок 4.3 – Паспорт прочности контура выработки:
1 – эпюра напряжений; 2 – эпюра прочности

Пример расчета 1. Оценим размеры разрушения контура сводчатой выработки с размерами: $2a$ = 5 м, $2h$ = 5,5 м, $S_{в.ч.}$ = 19,8 м^2, периметр P = 16,8 м, в том числе сводчатой части P_1 = 7,8 м, расположенной на глубине H = 400 м в породах прочностью $\sigma_{сж}^{обр} = 83$ МПа. В кровле выработки залегает слой алевролита прочностью 64 МПа.

В результате построения паспорта прочности путем совмещения эпюры напряжений и прочности по периметру горной выработки определяем, что разрушение контура произойдет на участке *cd* длиной *l* = 0,4 м. Разрушение в угловых точках почвы выработки является незначительным и не может оказать воздействия на формирование нагрузки на крепь.

Зная длину участка разрушения *l*, можно вычислить его высоту от контура, воспользовавшись известным решение М.М. Протодьяконова:

$$h_c = \frac{a}{2f} \ , \qquad (4.11)$$

где f – коэффициент крепости пород на участке разрушения; $a = 2R_{\text{в}} \sin\frac{180l}{2\pi R_B}$; $R_{\text{в}}$ – радиус дуги *l*, м (рисунок 4.4).

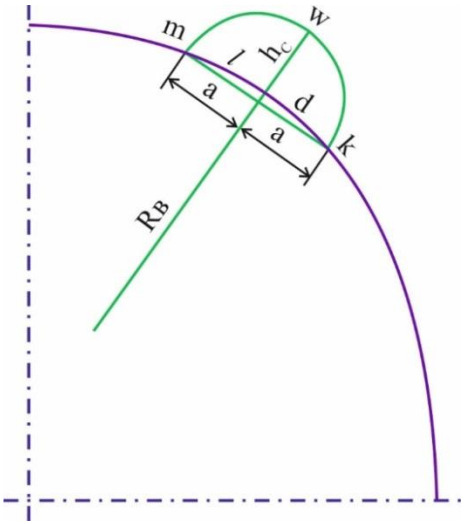

Рисунок 4.4 – Расчетная схема к определению нагрузки на крепь от локального вывала в однородном массиве

Площадь вывала *S* определим как разность площади параболы и *kmn* и сегмента *cdd'*, т. е.:

$$S = \frac{R_b^2}{6}\left[8\left(1+\frac{l}{2Rf}\right)\sin\alpha - \frac{3l}{R_b} - \sin 2\alpha\right], \qquad (4.12)$$

где $\alpha = {180l}/{2\pi R_в}$; $2\alpha = {180l}/{\pi R_в}$.

Нагрузка от веса вывала пород в расчете на площадь поверхности ограждающей крепи, имеющей единичный размер по продольной оси выработки и размер l по периметру, будет равна:

$$P = \gamma S \ . \qquad (4.13)$$

Пример расчета 2. Оценим величину нагрузки на оградительную крепь в выработке сводчатого поперечного сечения, сооружаемой в горно-геологических условиях, указанных в примере 1.

Вначале по формуле (4.12) определим площадь локального вывала (для l = 0,4 м) S = 0,0067 м^2, а затем, пользуясь выражением (4.13), получим величину нагрузки:

$$P = 0,025 \cdot 0,0067 = 0,17 \text{ кН/м}.$$

Рассмотрим случай, когда причиной локального вывалообразования является пониженная прочность отдельных участков пород в массиве.

Одной из причин такого ослабления может явиться, например, слоистость пород. Значения прочностных характеристик на контактах между отдельными слоями могут оказаться значительно меньше, чем у самих пород, поэтому при определенном условии разрушения в массиве будет происходить именно здесь.

Возьмем горизонтальную горную выработку, сооружаемую в породном массиве с горизонтальным пластованием пород (рисунок 4.5) с равнокомпонентным начальным напряженным состоянием.

Допустим, что значения прочностных и деформированных характеристик отдельных слоев пород незначительно отличаются друг от друга, а прочностные характеристики на контактах значительно меньше.

Для оценки напряженно-деформированного состояния вокруг выработки, воспользуемся следующими выражениями:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_\theta \\ \sigma_r\end{matrix}\right\} = q\left(1 \pm \frac{1}{r^2}\right), \ \tau_{r\theta} = 0 \ . \qquad (4.14)$$

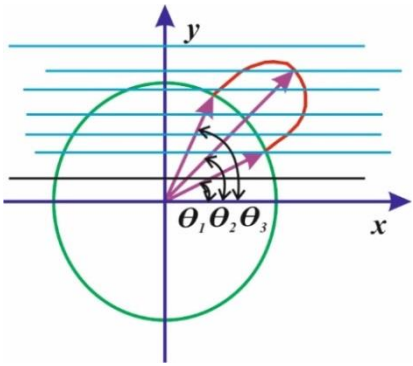

Рисунок 4.5 – Расчетная схема к определению нагрузки на крепь от локального вывала в слоистом массиве

Для того чтобы перейти от полярной системы координат к прямоугольной, следует воспользоваться формулами преобразования:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_x\\ \sigma_y\end{matrix}\right\} = \frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} \pm \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2}\cos 2\theta,$$
$$\tau_{xy} = \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2}\cos 2\theta, \qquad (4.15)$$

где θ – полярный угол, отсчитываемый от оси X.

Подставляя (4.14) в (4.15), получаем:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_x\\ \sigma_y\end{matrix}\right\} = q\left(1 \pm \frac{1}{r^2}\cos 2\theta\right),\ \tau_{xy} = q\frac{1}{r^2}\sin 2\theta\ . \qquad (4.16)$$

В соответствии с принятыми исходными положениями будем считать, что процесс разрушения носит хрупкий характер в виде трещинообразования на контактах:

$$\tau_{xy} \geq \sigma_y \operatorname{tg}\rho_к + c_к\ , \qquad (4.17)$$

где $c_к$ и $\rho_к$ – параметры, характеризующие прямолинейную огибающую предельных кругов для контактов. Их значения зависят от типа пород и вида контактов. По данным Г.Н. Кузнецова для микрослоистости $c_к = (0,6 \div 0,9)c$, для поверхностей отдельностей – $c_к = (0,3 \div 0,6)c$, для контактов слоев – $c_к = (0 \div 0,3)c$, где

c – значение параметра для основной породы. Значения $\rho_к$ можно принимать равными 20º.

Подставляя (4.16) в (4.17), получаем выражение $r_p = f(Q)$, позволяющее описать размеры области разрушения:

$$r_p = \sqrt{\frac{\sin 2\theta_з - \rho_к}{\sin \rho_к + \frac{c_к}{q}\cos \rho_к}} \ , \qquad (4.18)$$

где

$$\theta_з = 45 - \frac{\arcsin\left(\sin \rho_к + \frac{c_к}{q}\cos \rho_к\right)}{2} \ , \qquad (4.19)$$

а затем высоту вывала:

$$h_c = R_b\left[\sqrt{\frac{\sin\left(2\theta - \rho_к\right)}{\sin \rho_к + c_к \cos \rho_к} - 1}\right] . \qquad (4.20)$$

Границы вывала по периметру определяются углами θ_1 и θ_2. Для первого квадранта, где $2\sin 2\theta \geq 0$:

$$\theta_{1,2} = \frac{\arcsin\left(\sin \rho_к + \frac{c_к}{q}\cos \rho_к\right) \pm \rho_к}{2} \ . \qquad (4.21)$$

Площадь вывала:

$$S = \frac{4}{3} h_c R_b \sin\frac{\theta_з}{2} \ . \qquad (4.22)$$

Нагрузка от веса породы в расчете на площадь поверхности крепи, имеющей единичный размер по продольной оси, составит:

$$P = \gamma S \ . \qquad (4.23)$$

Пример. Оценим величину нагрузки на оградительную крепь выработки радиусом $R_в$ = 2 м. Вертикальная составляющая начального поля напряжений q = 5,0 МПа. Механические характеристики пород: $c_к$ = 0,2 МПа; $\rho_к$ = 20º; γ = 0,025 мН.

Вначале по формуле (4.19) определим величину $\theta_З$ = 33,5º, а затем нагрузку от вывала: $P = 0{,}81 \cdot 10^{-2}$ мН/м.

Границы вывала определяются по формуле (4.20), h = 0,22 м и углами θ_1 = 21º и θ_2 = 88,8º.

1. Рассмотрим процесс формирования нагрузки на крепь при сводообразовании, когда разрушение пород в кровле происходит от растягивающих напряжений. Будем считать, что высота образующегося свода h_c соответствует такому новому контуру выработки, на котором действующее растягивающее напряжение σ_θ равно пределу прочности породы на одноосное растяжение σ_p.

Размеры нового контура характеризуются параметрами $2a$ и b_1 (рисунок 4.6).

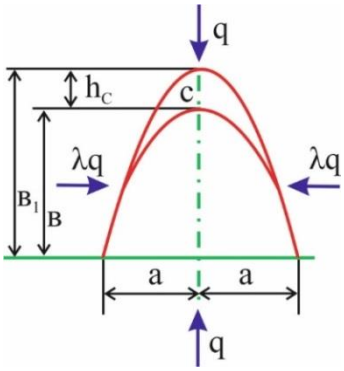

Рисунок 4.6 – Расчетная схема к определению нагрузки на крепь при сводообразовании от растягивающих напряжений

Выражение для тангенциального напряжения σ_θ в точке с контура на вертикальной оси:

$$\sigma_\theta = q\left(\lambda + 2\lambda\frac{b_1}{a} - 1\right). \qquad (4.24)$$

Полагая $\sigma_\theta = -\sigma_p$, запишем (4.24) относительно b_1:

$$b_1 = \frac{a}{2\lambda}\left(1 - \lambda - \frac{\sigma_p}{q}\right). \qquad (4.25)$$

Высота свода h_c определится следующим образом:

$$h_c = b_1 - b = b_1 = \frac{a}{2\lambda}\left(1 - \lambda - \frac{\sigma_p}{q}\right) - b. \qquad (4.26)$$

Нагрузка от веса пород в своде обрушения определиться из выражения:

$$P = \gamma S \ , \tag{4.27}$$

где S – площадь свода обрушения:

$$S = \frac{\pi a^2}{4\lambda}\left(1 - \lambda - \frac{\sigma_p}{q} - 2\lambda\frac{b}{a}\right).$$

Если сооружаемая выработка имеет круговое поперечное сечение с радиусом a, то:

$$P = \frac{\gamma\pi a^2}{4\lambda}\left(1 - 3\lambda - \frac{\sigma_p}{q}\right) . \tag{4.28}$$

2. Рассмотрим случай формирования нагрузки в условиях сплошного сводообразования при образовании вокруг выработки области разрушения пород. Такой случай характерен для условий, когда конструктивная податливость крепи превышает максимальные смещения породного контура или же между ним и крепью имеется строительный зазор. Очевидно, наиболее невыгодным с точки зрения нагрузки будет обрушение пород по вертикальным плоскостям (рисунок 4.7).

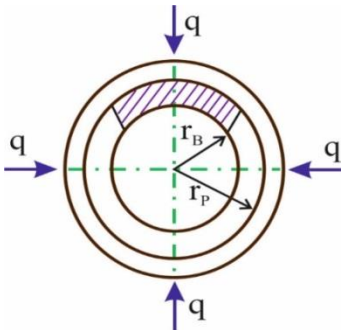

Рисунок 4.7 – Расчетная схема к определению нагрузки на крепь при сплошном сводообразовании

Интенсивность вертикальной нагрузки определяется из выражения:

$$P_b = \gamma R_b\left(r_p - 1\right) , \tag{4.29}$$

где $R_b\left(r_p-1\right)$ – высота свода обрушения, м; r_p – радиус области руинного обрушения, выраженной в долях радиуса выработки, определяемой с учетом решений:

$$r_p=\frac{1}{\rho}\left\{\frac{1}{P}\left[\begin{array}{c}\dfrac{A\xi}{(\beta+1)(\beta+1+2\lambda)}\left(\rho^{\beta+1+2\lambda}-1\right)\\ \dfrac{A\xi+\sigma_{сж}(\beta+1)}{2\lambda(\beta+1)}\left(\rho^{2\lambda}-1\right)+q-\dfrac{A}{3}\end{array}\right]\right\}^{\frac{1}{2\lambda}}, \quad (4.30)$$

где

$$A=\frac{3}{2}\frac{2\lambda q+\sigma_{сж}}{1+\lambda};\ \xi=\frac{E^*}{E};\ \rho=\frac{r_n}{r_p}=\left[\frac{1+\sigma_{сж}(\beta+1)}{A\xi}\right]^{\frac{1}{\beta+2}};\quad (4.31)$$

r_n – радиус области запредельного состояния:

$$r_n=\left[\left(\frac{2\lambda q+\sigma_{сж}}{2\lambda(1+\lambda)}\right)\left(\frac{2\lambda}{2\lambda p+\sigma_{сж}}\right)\right]^{\frac{1}{2\lambda}};\quad (4.32)$$

E^* – деформационная характеристика, характеризующая угол наклона нисходящего участка полной диаграммы $\sigma_1-\varepsilon_1$, которая может быть определена по данным экспериментальных исследований из выражения:

$$E^*=\frac{\sigma_{сж}-\sigma_{сж}^0}{\varepsilon_p^1},$$

где ε_p^1 – параметр аппроксимации.

Для определения r_p можно также воспользоваться формулой (4.32), положив там $r_n=r_p,\ \sigma_{сж}^0=0$:

$$r_p=\left\{\frac{1}{p}\left[\frac{2q-\sigma_{сж}}{2(\lambda+1)}\right]\right\}^{\frac{1}{2\lambda}},\quad (4.33)$$

в этом случае величина нагрузки $P_в$ будет определяться с некоторым запасом. Горизонтальная нагрузка может быть определена по формуле:

$$P=P_b\,\mathrm{tg}^2\frac{90-\rho}{2}.\quad (4.34)$$

Пример. Оценим величину интенсивности вертикальной нагрузки на крепь постоянного сопротивления в условиях сплошного сводообразования. Крепь проектируется в выработке кругового поперечного сечения с радиусом $P_в$ = 2,5 м, сооружаемого в однородном породном массиве. Начальное напряженное состояние породного массива примем равнокомпонентным с вертикальной составляющей q = 15 МПа. Механические характеристики пород: $\sigma_{сж}$ = 19 МПа; β = 4; ε = 1. Реакция крепи: P = 0,1 МПа.

Следует отметить, что степень устойчивости пород определяется следующими основными факторами: величиной и направлением главных напряжений в нетронутом породном массиве (в частности, глубиной); механическими характеристиками пород (прочность при сжатии, прочность при растяжении, сцепление, угол внутреннего трения и др.); степенью нарушенности (число и характер трещин, и другие поверхности ослабления); обводненностью пород.

Чем более устойчивыми являются породы, тем более низки показатели проходки, легкой и менее материалоемкой может быть конструкция крепи.

4.3. Управление устойчивостью горной выработки с помощью крепи

Крепь горных выработок – это строительная конструкция, возводимая в горных выработках для сохранения их заданных размеров и формы, и защиты от обрушений и чрезмерных смещений окружающих пород.

В нормативных документах, регламентирующих порядок выбора конструкций крепей, единого методического подхода к решению этого сложного вопроса на сегодняшний день нет. Конкретные нормативные требования базируются на различной научной основе.

Ниже приведены некоторые расчетные методы крепей.

4.3.1. Расчет трапециевидной крепи

Расчет производится по гипотезе профессора М.М. Протодьяконова–П.М. Цымбаревича.

Верхняк трапециевидной крепи рассматривается как балка на двух опорах, нагруженных параболической нагрузкой, тогда величина максимального изгибающего момента составит:

$$M_{\max} = \frac{5}{16} Qa \text{ , кГсм ,} \qquad (4.35)$$

где $Q = 2ab\gamma$ – величина горного давления со стороны кровли на 1 раму крепи выработки при расстоянии между рамами (шаге крепи), равном L, Т; a – половина ширины выработки вчерне, м; $b = \frac{a}{f}$, – высота свода обрушения, м; f – коэффициент крепости; γ – объемный вес пород кровли, т/м^3; L – расстояние между рамами крепи.

Момент сопротивления верхняка по предельным состояниям должен быть не менее:

$$W \le \frac{M_{\max}}{R_{изг} m} \text{ , см}^3 \text{ ,} \qquad (4.36)$$

где $R_{изг}$, $R_{сж}$, $R_{см}$, $R_{рас}$ – величина расчетных сопротивлений соответственно на изгиб, сжатие, смятие и растяжение элементов крепи (таблица 4.1).

Таблица 4.1 – Расчетные сопротивления

Вид напряженного состояния	Расчетное напряжение, т/м^2			
	Сосна, ель	Дуб, яр, граб, бук	Лиственница	Кедр, ясень
Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон	1300	1700	1550	1150
Растяжение вдоль волокон	1000	1300	1200	900

m – коэффициент условий работы материала крепи, которая по СНиП-II В.4–98 «Строительные нормы и правила» для деревянной крепи при трапециевидной форме сечения, значение которого принимается в пределах 0,6–0,75.

Момент сопротивления для круглого леса:

$$W = \frac{\pi d^3}{32} = 0{,}1d^3 \ . \qquad (4.37)$$

Откуда диаметр верхняка:

$$d = \sqrt[3]{10W} = 0{,}154\sqrt[3]{W} \text{ , см} . \qquad (4.38)$$

Стойки деревянной крепежной рамы рассчитываются на сжатие с учетом продольного изгиба, отсюда диаметр стойки определяется по формуле:

$$d = 1{,}3 \cdot \sqrt[3]{\frac{Ql}{mR_{сж}}} \text{ , см,} \qquad (4.39)$$

где l – длина стойки, см.

В связи с тем, что стойка крепи работает практически на основе сжатия, по расчету диаметр стойки обычно получается меньше диаметра верхняка, но для обеспечения прочности и плотности замка крепи, диаметр стоек обычно принимают равным диаметру верхняка.

4.3.2. Расчет анкерной крепи

Анкерную (штанговую) крепь применяют как в качестве самостоятельной крепи (в породах средней крепости и крепких при определенных смещениях не более 100 мм), так и в комбинации с другими крепями. С точки зрения принципа взаимодействия анкерной крепи с массивом можно выделить три характерные схемы.

Первая схема (метод «сшивки») заключается в том, что тонкослоистые породы с помощью анкеров скрепляются в единую балку, благодаря чему увеличивается сопротивление слоев изгибу.

Вторая схема (метод «подшивки») характерен тем, что анкеры подшивают слой слабых пород к вышележащему слою прочной породы. Слои слабых пород могут быть мощностью до 1,5–2 м, прочный слой должен иметь достаточную мощность и прочность для закрепления глубинных замков, а анкеры должны выдерживать вес всей подшитой толщи.

При третьей схеме прочные, разбитые трещинами породы сшиваются в более монолитную систему; в случае дальнейшей деформации при перемещении заклиниваются между собой, обеспечивая устойчивость породных обнажений выработки.

Анкеры играют роль связей, которые армируют и упрочняют породы в некоторой зоне, примыкающей к выработке. В горных выработках расстояние между анкерами принимается не менее 1 м.

Длину анкера рекомендуется применять не менее $l_a \geq 0,3r_0$; где r_0 – радиус выработки. Длина и расстояние между анкерами связаны между собой условием пересечения поверхностей скольжения, а образующиеся при пластическом деформировании и разрушении пород – вокруг выработки (рисунок 4.8).

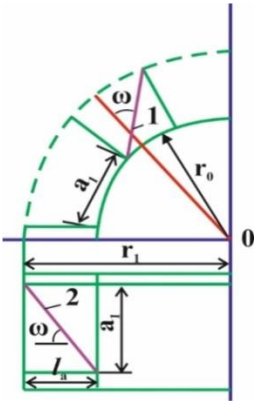

Рисунок 4.8 – Схема к расчету анкерной крепи:
1, 2 – линии скольжения

$$a \leq r_0 \operatorname{tg}\omega \cdot \ln\left(\frac{l_a}{r_0}+1\right), \qquad (4.40)$$

$$a_2 \leq l_a \operatorname{tg}\omega.$$

Анкеры нагружаются в результате взаимодействия с деформирующимся массивом вследствие смещения пород, вызванных образованием выработки.

Рассмотрим упругую модель породного массива. Усилия в анкерах (замкового типа), установленных в стенках ствола (рисунок 4.7), определяются по формуле (методика Д.И. Колина):

$$F_a = B_a \frac{\Delta_r + \Delta_o}{1 + B_a K_a}, \qquad (4.41)$$

где Δ_r – относительные смещения точек массива при неподкрепленной выработке, соответствующие концам анкеров:

$$\Delta_r = \lambda\alpha^* \frac{\gamma H r_0}{2G_0} \frac{\bar{l}}{l+\bar{l}}, \qquad \bar{l} = \frac{l}{r_0}, \tag{4.42}$$

где Δ_0 – относительные смещения концов анкеров вследствие их предварительного растяжения; B_a – характеристика жесткости анкера:

$$B_a = \frac{K_a A_a}{l}\ , \tag{4.43}$$

где *Aa* – площадь поперечного сечения анкера; K_a – коэффициент взаимного влияния анкеров (на анкер оказывают влияние 4 соседних анкера):

$$K_a = K_{ii} + 4K_{ij}\ , \tag{4.44}$$

где *Kii* – коэффициент влияния усилий F_a, приложенных к массиву на концах *i*-го анкера, на относительные смещения пород на концах данного (*i*-го) анкера:

$$K_{ii} = \frac{1}{2G_0 l}\left\{\begin{array}{l}\left(1-\nu_0\right)\dfrac{l}{r_s} - \dfrac{1-\nu_0^2}{\pi^2} + \dfrac{l^*}{\pi\left(2l^*-1\right)}\cdot \\ \cdot\left[l^* + 0{,}5 - \nu_0 + \dfrac{1}{4\left(1-\nu_0\right)}\dfrac{l^*-1}{\left(2l^*-1\right)^2}\right]\end{array}\right\}, \tag{4.45}$$

где r_s – радиус опорной шахты; $l^* = l/l_z$; l_z – длина замковой части анкера;

$$K_{ij} = \frac{1-\nu_0}{2\pi l G_0}\left[1 + \frac{3-4\nu_0}{8\left(1-\nu_0\right)^2}\right]\cdot\left(l' - \frac{1}{\sqrt{\left(l'\right)^2+1}}\right)\ ; \tag{4.46}$$

$$l' = \frac{l}{a_{ij}}$$

a_{ij} – расстояние от *j*-го анкера до рассматриваемого (*i*-го).

Упрочнение пород вокруг выработки анкерами характеризуется коэффициентом упрочнения K_y, который может быть определен из графика на рисунке 4.9.

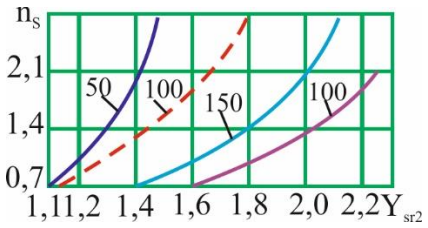

Рисунок 4.9 – Коэффициент упрочнения пород K_y в зависимости от числа анкеров, приходящихся на 1 м^2 поверхности выработки, и их несущей способности $F_{ан}$

4.3.3. Расчет набрызгбетонной крепи

Набрызгбетонная крепь представляет собой тонкое покрытие, наносимое на поверхность выработки. Набрызгбетонная крепь повторяет форму поверхности выработки, т. е. имеет неровности (особенно при буровзрывной проходке), соизмеримые и даже превышающие ее толщину.

Неровности контура выработки аппроксимируются гипотрохоидальной кривой и характеризуются числом неровностей n_1, и средней амплитудой Δ отклонений от проектного контура. Эти параметры могут задаваться на основе статистической обработки результатов натурных измерений (таблица 4.2).

Таблица 4.2 – Результаты натурных измерений

Пролет выработки, м	Количество		Δ, см	*t*, см
	выступов	впадин		
4,3	11	10	6,5	2–5
4,5	9	6	5,3	2–5
6,4	11	8	8,2	3–8
6,6	10	11	10,2	2–5
3,6	10	9	14	2–6
3,6	11	9	11	2–5

Метод расчета набрызгбетонной крепи разработан профессором Н.Н. Фотиевой. Расчеты показывают, что в сравнительно прочных породах ($E_1/E_0 \le 3$) напряжения в набрызгбетонной крепи мало зависят от ее толщины *t*. Так, при $E_1/E_0 = 3$ увеличение толщины крепи в 3 раза (от 5 см до 15 см) снижает напряжения в среднем на 8–10 %. Следовательно, повышение несущей способности набрызгбетонной крепи эффективнее может быть достигнуто не увеличением ее толщины, а уменьшением амплитуды неровностей контура сечения выработки как путем применения гладкого (контурного) взрывания, так и выравниванием поверхности выработки путем заполнения впадины набрызгбетоном (на выступах же набрызгбетонное покрытие может иметь минимальную толщину).

В относительно слабых породах ($E_1/E_0 > 3$) влияние толщины крепи на ее напряженное состояние более значительно и повысить несущую способность крепи можно как уменьшением амплитуды неровностей Δ, так и увеличением ее толщины *t*.

Представим набрызгбетонную крепь в поперечном сечении ствола как упругую безмоментную линию нулевой толщины с отличающимися от породного массива деформационными характеристиками, работающую только на сжатие-растяжение и не работающую на изгиб.

Напряжения в крепи определяются по формулам:

- во впадинах:

$$\sigma_\theta = \lambda\alpha^2\gamma H \frac{4}{\varkappa_1 + 1}\frac{G_1}{G_0}\frac{1 + \varkappa_0 \dfrac{n\Delta}{r_0}}{1 - \dfrac{n\Delta}{r_0}}\ ; \qquad (4.47)$$

- на выступах:

$$\sigma_\theta = \lambda\alpha^2\gamma H \frac{4}{\varkappa_1 + 1}\frac{G_1}{G_0}\frac{1 - \varkappa_0 \dfrac{n\Delta}{r_0}}{1 + \dfrac{n\Delta}{r_0}}\ . \qquad (4.48)$$

Из этих формул следует, что поскольку $\frac{n\Delta}{r_0}<1$, то наибольшее по абсолютной величине напряжения возникают во впадинах контура сечения выработки (в местах переборов), и являются сжимающими. На выступах напряжения σ_θ могут менять знак, при $\varkappa_0 \frac{n\Delta}{r_0}>1$ они становятся растягивающими.

В случае гладкой (без неровностей) крепи напряжения в крепи:

$$\sigma_\theta = \lambda\alpha^2\gamma H \frac{4}{\varkappa_1+1}\frac{G_1}{G_0} \ . \qquad (4.49)$$

Заметим, что напряжения на контуре поперечного сечения, незакрепленного ствола с учетом неровностей, составляют:

- во впадинах:

$$\sigma_\theta = 2\lambda\gamma H \frac{1+\frac{n\Delta}{r_0}}{1-\frac{n\Delta}{r_0}} \ ; \qquad (4.50)$$

- на выступах:

$$\sigma_\theta = 2\lambda\gamma H \frac{1-\frac{n\Delta}{r_0}}{1+\frac{n\Delta}{r_0}} \ . \qquad (4.51)$$

4.3.4. Расчет монолитной бетонной крепи ствола

Расчетная схема монолитной бетонной крепи ствола представляет собой двухслойное кольцо (рисунок 4.10), внешний бесконечный слой которого моделирует породный массив, нагруженное на бесконечности эквивалентными напряжениями P_{eq}.

Требуется определить напряжение на контакте крепи с массивом (нагрузку на крепь), напряжения в крепи и несущую способность крепи при различных характеристиках массива при толщине крепи, характеризуемой величиной c_1 = 1,1.

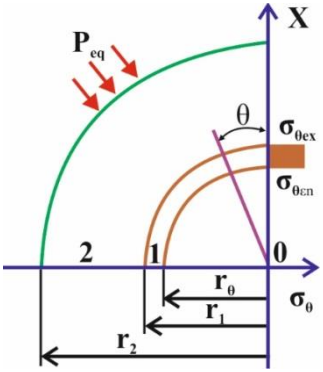

Рисунок 4.10 – Расчетная схема монолитной бетонной крепи ствола: 1 – крепь; 2 – массив

Решение. Условия работы крепи будем характеризовать величиной расчетных начальных напряжений в массиве:

$$\sigma_r = \lambda \alpha^* \gamma H \ , \qquad (4.52)$$

отношением модулей сдвига пород и материала крепи G_0/G_1 и величиной коэффициента Пуассона пород в массиве μ_0 (таблица 4.3). Коэффициент Пуассона бетона принимаем постоянным: $\mu_1 = 0{,}2$.

Определим значение коэффициента передачи нагрузок через бетон по формуле:

$$K_0 = \frac{\varkappa_0 + 1}{2 + \dfrac{G_0}{G_1}\dfrac{\alpha_1'}{c_1^2 - 1}} \ , \qquad (4.53)$$

в которой:

$$\varkappa_0 + 1 = 3 - 4\mu_0 + 1 = 4(1 - \mu_0)$$

$$\frac{\alpha_1'}{c_1^2 - 1} = \frac{c_1^2(\varkappa_1 - 1) + 2}{c_1^2 - 1} = 2\frac{c_1^2(1 - 2\mu_1) + 1}{c_1^2 - 1} =$$

$$= 2 \cdot \frac{1{,}1^2 \cdot (1 - 2 \cdot 0{,}2) + 1}{1{,}1^2 - 1} = 2 \cdot 8{,}219.$$

Подставив значения величин в формулу (4.53), получим:

$$K_0 = \frac{1-\mu_2}{1+8,219\dfrac{G_0}{G_1}}.$$

Вычисленные по этой формуле значения коэффициента передачи нагрузок приведены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Значения коэффициента передачи нагрузок

$\frac{G_0}{G_1}$	μ_0	K_0	$\frac{P_0}{\sigma_r}$	$\frac{\sigma_{\theta in}}{\sigma_r}$	$\frac{\sigma_{\theta ex}}{\sigma_r}$	$\frac{\sigma_{\theta m}}{\sigma_r}$
10	0,25	0,02	0,01	0,12	0,11	0,12
1	0,20	0,17	0,11	1,26	1,15	1,20
0,1	0,30	0,77	0,55	8,30	5,75	6,02
0,01	0,35	1,20	0,92	10,6	5,68	10,1
0,001	0,40	1,19	0,99	11,4	10,4	10,9

Как видим, величина указанного коэффициента существенно зависит от отношения модулей деформации пород и материала крепи, причем в слабых породах коэффициент передачи нагрузок оказывается больше 1.

Далее определим напряжение на контакте крепи с породным массивом в долях начальных напряжений в массиве. В соответствии с формулами:

$$P_{eq} = P_{\theta eq} + P_{2eq}\cos 2\theta \ , \tag{4.54}$$

где

$$\begin{aligned} P_{\theta eq} &= \alpha^* \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\frac{2}{\varkappa_0+1} \\ P_{2eq} &= \alpha^* \frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\frac{\varkappa_0}{\varkappa_0+1} \end{aligned} \ , \tag{4.55}$$

и

$$P_{\theta(i-1)} = K_{0(i)} P_{(i)} \ , \tag{4.56}$$

имеем:

$$P_0 = \sigma_r \frac{2}{\varkappa_0+1} K_0 \ , \tag{4.57}$$

откуда

$$\frac{P_0}{\sigma_0}=\frac{2}{\varkappa_0+1}K_0=\frac{K_0}{2(1-\mu_0)}\ . \qquad (4.58)$$

Вычисленные по этой формуле значения контактных напряжений приведены в таблице 4.3.

Определим нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контуре поперечного сечения крепи по формулам:

$$\sigma_{0in}=P_{\theta(1)}m_1-P_{\theta(0)}m_2- \\ -\left(P_{2(1)}n_1-q_{2(1)}n_2-P_{2(0)}n_2+q_{2(0)}n_1\right)\cos 2\theta, \qquad (4.59)$$

и

$$\sigma^{n}_{0(i)}=P_{0(i)}m_{1(i)}-P_{0(i-1)}m_{2(i)}, \\ \sigma^{*}_{0(i)}=P_{0(i)}m'_{1(i)}-P_{0(i-1)}m'_{2(i)}, \qquad (4.60)$$

$$\sigma^{in}_{\theta(1)}=P_{0(1)}m_{1(i)}, \\ \sigma^{ex}_{\theta(1)}=P_{0(1)}m'_{1(1)}, \qquad (4.61)$$

где

$$m_{i(1)}=\frac{2c_1^2}{c_1^2-1}, \\ m'_{1(1)}=m_{1(1)}-1$$

или

$$m_{i(1)}=\frac{2\cdot 1{,}1^2}{1{,}1^2-1}=11{,}5, \\ m'_{1(1)}=10{,}5.$$

Таким образом:

$$\frac{\sigma^{in}_{\theta}}{\sigma^{(0)}_{r}}=11{,}5\cdot\frac{P_{0(1)}}{\sigma^{(0)}_{r}}, \qquad \sigma^{ex}_{\theta}=10{,}5\cdot\frac{P_{0(1)}}{\sigma^{(0)}_{r}}.$$

Вычисленные по этим формулам значения напряжений приведены в таблице 4.3.

Как следует из данных таблицы, напряжения на внутреннем и внешнем контуре сечения крепи (см. рисунок 4.10), мало отлича-

ются друг от друга ($\sigma_{\theta in} = 1{,}1\sigma_{\theta ex}$), поэтому, учитывая ползучесть бетона и длительное действие нагрузок, в качестве расчетных вполне можно принять средние напряжения по сечению крепи:

$$\sigma_{\theta m} = \frac{1}{2}\left(\sigma_{\theta in} + \sigma_{\theta ex}\right),$$

которые также приведены в таблице 4.3.

Иными словами, мы пренебрегаем незначительным эксцентриситетом продольной силы. Пользуясь формулами:

$$M = \frac{bt^2\left(\sigma_{\theta in} - \sigma_{\theta ex}\right)}{12}, \qquad e_0 = \frac{M}{N}, \tag{4.62}$$

нетрудно убедиться, что $e_0/t = 0{,}008$.

Условие прочности крепи:

$$N \le N_u \tag{4.63}$$

в данном случае приобретает следующий вид:

$$\sigma_{\theta m} \le R_b \ . \tag{4.64}$$

Пользуясь этим условием и результатами расчетов, можно определить предельные значения расчетных начальных напряжений в массиве (4.52), которые и будут служить характеристикой несущей способности крепи. Очевидно, что:

$$\sigma_r^{(0)} = \lambda\alpha^*\gamma H = \frac{R_b}{\sigma_\theta m/\sigma_r^{(0)}} \ . \tag{4.65}$$

Приняв по таблице СНиП 2.03.01–84 расчетное сопротивление бетона, определим по формуле (4.65) несущую способность крепи. Результаты вычислений приведены в таблице 4.4.

Использование данных таблицы 4.4 проиллюстрируем следующим примером. Требуется определить предельную глубину применения крепи толщиной 30 см, ствола диаметром в свету 6 м из бетона класса В15 в породах с характеристиками: $G_0 = 390$ МПа; $\mu_0 = 0{,}3$; $\gamma = 0{,}02$ МН/м^3 (аргиллиты). Проходка ствола осуществляется по совмещенной схеме (α^* = 0,4).

Таблица 4.4 – Результаты вычислений сопротивления бетона

$\frac{G_0}{G_1}$	$\frac{\sigma_{\theta m}}{\sigma_r^{(0)}}$	Несущая способность крепи $\lambda\alpha^*\gamma H$ (МПа) при классе бетона по прочности на сжатие		
		B15	B20	B25
1	1,20	7,08	9,58	12,1
0,1	0,02	1,41	1,91	1,41
0,01	10,1	0,84	1,14	1,44
0,001	10,9	0,78	1,06	1,33

Пользуясь таблицей из СНиП 2.03.01–84, определяем модуль сдвига бетона класса B15:

$$G_1 = 0,4E_B\frac{\varphi b_1}{\varphi b_2} = 0,4\cdot 23\cdot 10^3\cdot\frac{0,83}{2} = 3910 \text{ МПа}.$$

Следовательно, $G_0/G_1 = 0,1$. По таблице 4.4 находим соответствующее значение: $\lambda\alpha^*\gamma H = 1,41$ МПа, $\lambda = \frac{0,3}{1-0,3} = 0,43$. Отсюда предельная глубина применения указанной крепи:

$$H_u = \frac{1,41}{0,43\cdot 0,4\cdot 0,02} = 410 \text{ м}.$$

4.3.5. Расчет крепи ствола в тектоническом поле начальных напряжений

Требуется произвести расчет крепи ствола применительно к условиям: по данным измерений: $\sigma_1^{(0)} = 20,5$ МПа; $\sigma_1^{(0)} = 17,0$ МПа; $E_0 = 0,64\cdot 10^5$ МПа; $\mu_0 = 0,26$ (породы сланцы); $\gamma = 0,028$ МН/м^2.

Характеристика крепи (бетон): $E_1 = 0,24\cdot 10^5$ МПа; $\mu = 0,17$; $r_0 = 4,0$ м; $r_1 = 4,4$ м; $c_1 = 1,1$; $t = 0,4$; $H = 370$ м; $\alpha^* = 0,512$.

Решение. Находим вспомогательные величины, входящие в формулу для коэффициентов передачи нагрузок (4.53):

$$K_0 = \frac{\varkappa_0 + 1}{2 + \dfrac{G_0}{G_1}\dfrac{\alpha'_{1(1)}}{c_1^2 - 1}}$$

и

$$K_{11(2)} = 2\frac{\beta_1}{B}, \quad K_{21(2)} = 2\frac{\alpha_1}{B}, \tag{4.66}$$

где

$$B = \alpha_2\beta_1 - \alpha_1\beta_2, \quad \alpha_1 = \frac{1}{\varkappa_0 + 1}\left(1 + \chi'' b_{1(1)}\right),$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{\varkappa_0 + 1}\left(\varkappa_0 + \chi'' b'_{1(1)}\right), \quad \beta_1 = \frac{1}{\varkappa_0 + 1}\left(-1 + \chi'' b'_{2(1)}\right),$$

$$\beta_2 = \frac{1}{\varkappa_2 + 1}\left(\varkappa_0 + \chi'' b'_{2(1)}\right), \quad \chi'' = \frac{G_0}{G_1}\frac{\varkappa_1 + 1}{\left(G_1^2 - 1\right)^2},$$

$$\left(u_2 - V_2\right)_{in} = \frac{r_0}{2GD}\left(P_{2(1)}\alpha'_1 - q_{2(1)}\alpha'_2 - P_{2(0)}\alpha'_3 + q_{2(0)}\alpha'_4\right),$$

$$\left(u_2 - V_2\right)_{ex} = \frac{r_1}{6GD}\left(P_{2(1)}b_1 - q_{2(1)}b_1 - q_{2(1)}b_2 - P_{2(0)}b_3 + q_{2(0)}b_4\right),$$

$$\left(u_2 - V_2\right)_{ex} = \frac{r_1}{2GD}\left(P_{2(1)}\beta'_1 - q_{2(1)}\beta'_2 - P_{2(0)}\beta'_3 + q_{2(0)}\beta'_4\right),$$

где $d_1 = c^2\left(\varkappa + 1\right)$; $d_2 = 2c^2 + \varkappa - 1$; $d'_1 = c^2\left(\varkappa - 1\right) + 2$; $d'_2 = \varkappa + 1$;

$\varkappa$ – коэффициент вида напряженного состояния, принимающий значения:

- при плоском напряженном состоянии:

$$\varkappa = \frac{3 - \mu}{1 + \mu}\ ; \tag{4.67}$$

- при плоской деформации:

$$\varkappa = 3 - 4\mu\ ; \tag{4.68}$$

$$\alpha_1 = c^2\left(3 + c^2\right);\ \alpha_2 = c^2\left(3 - c^2\right);\ \alpha_3 = 3c^2 + 1 + D;$$

$$\alpha_4 = 3c^2 - 1 - D;\ \alpha'_1 = c^2\left(2c^4 + c^2 + 1\right);\ \alpha'_2 = c^2\left(c^2 + 1\right);$$

$$\alpha_3^{'} = c^2\left(c^4 + c^2 + 2\right) - D;\ \alpha_4^{'} = c^4\left(c^2 + 1\right) - D;$$

$$b_1 = c^4\left(3 + c^2\right) - D;\ b_2 = c^4\left(3 - c^2\right) - D;$$

$$b_3 = c^2\left(3c^2 + 1\right);\ b_4 = c^2\left(3c^2 - 1\right);\ b_1^{'} = 2c^4 + c^2 + 1 + D;$$

$$b_2^{'} = c^2 + 1 + D;\ b_3^{'} = c^2\left(c^2 + 1\right) + 2;\ b_4^{'} = c^2\left(c^2 + 1\right);$$

$$D = \frac{\left(c^2 - 1\right)^2}{\varkappa + 1};\ c_1^2 = 1,21;\ c_1^4 = 1,4641;$$

$$\varkappa_0 = 3 - 4 \cdot 0,26 = 1,96;\ \varkappa_1 = 3 - 4 \cdot 0,07 = 2,32;\ \left(c_1^2 - 1\right)^3 = 0,009261$$

;

$$\frac{G_0}{G_1} = \frac{0,64 \cdot 10^5}{0,24 \cdot 10^5} \cdot \frac{1 + 0,17}{1 + 0,26} = 2,476;$$

$$\chi'' = 2,476\frac{3,32}{0,213} = 887,628;$$

$$D_1 = \frac{0,009261}{3,32} = 2,789 \cdot 10^{-3};$$

$$d_1^{'} = 1,21 \cdot 1,32 + 2 = 3,6;$$

$$b_1 = 6,161072;\ b_1^{'} = 5,160989;\ b_2 = 2,623528;\ b_2^{'} = 2,212789;$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{2,96}\left(1 + 887,628 \cdot 6,161072\right) = 1847,885;$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{2,96}\left(1,96 + 887,628 \cdot 5,160989\right) = 1588,330;$$

$$\beta_1 = \frac{1}{2,96}\left(-1 + 887,628 \cdot 2,623528\right) = 786,3908;$$

$$\beta_2 = \frac{1}{2,96}\left(1,96 + 887,628 \cdot 2,212789\right) = 664,2208;$$

$$B \cdot 10^3 = 1,548310 \cdot 786,3908 - 1,847885 \cdot 664,220 = -9,82691.$$

Находим коэффициент передачи нагрузок:

• по формуле (4.53):

$$K_{0(2)} = \frac{1,96+1}{2+2,476\cdot\dfrac{3,6}{0,21}} = 0,066;$$

• по формуле (4.66):

$$K_{11(2)} = -2\frac{786,3908}{9,82691\cdot 10^3} = -0,160,$$

$$K_{21(2)} = -2\frac{1847,885}{9,82691\cdot 10^3} = -0,376.$$

По формулам:

$$P_0 = P_{0eq}K_{0(2)}, \quad P_{2(1)} = P_{2eq}K_{11(2)}, \quad q_{2(1)} = P_{2eq}K_{21(2)}, \tag{4.69}$$

с учетом $P_{eq} = P_{0eq} + P_{2eq}\cos 2\theta$ определяем напряжения на контакте крепи с породным массивом:

$$P_{0(1)} = 0,512\cdot\frac{20,5+17,0}{2}\frac{2}{2,96}\cdot 0,066 = 0,428 \text{ МПа},$$

$$P_{2(1)} = 0,512\cdot\frac{20,5-17,0}{2}\frac{1,96}{2,96}\cdot(-0,160) = -0,094 \text{ МПа},$$

$$q_{(1)} = 0,594\cdot(-0,376) = -0,224 \text{ МПа}.$$

Вычисляем вспомогательные величины, входящие в формулы (4.70):

$$\sigma_{\theta in} = P_{0(1)}m_1 - \left(P_{2(1)}n_1 - q_{2(1)}n_2\right)\cos 2\theta,$$
$$\sigma_{\theta ex} = P_{0(1)}m_1' - \left(P_{2(1)}n_1' - q_{2(1)}n_2'\right)\cos 2\theta, \tag{4.70}$$

где $m_1 = 11,52$; $m_1' = 10,52$; $n_1 = 242,55$; $n_2 = 109,75$; $n_1' = 220,50$; $n_2' = 88,70$.

По формулам (4.70) определяем нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контуре сечения крепи:

$$\sigma_{\theta in} = 0,428\cdot 11,52 -$$
$$-\left(-0,094\cdot 242,5 + 0,224\cdot 109,79\right)\cos 2\theta = 4,930 - 1,78\cos 2\theta,$$

$$\sigma_{\theta ex} = 0,428 \cdot 10,52 +$$

$$+\left(-0,094 \cdot 220,5 + 0,224 \cdot 88,70\right)\cos 2\theta = 4,502 - 0,858\cos 2\theta.$$

Экспериментальные значения напряжений при θ = 0º (по напряжению действия в массиве максимальных напряжений $\sigma_1^{(0)}$) и θ = 90º приведены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Экспериментальные значения напряжений

θ, градус	$\cos 2\theta$	$\sigma_{\theta in}$, МПа	$\sigma_{\theta ex}$, МПа	*M*, МН·м	*N*, МН
0	1	3,146	5,360	-0,0295	1,701
90	-1	6,714	3,644	0,0409	2,072

Проверку прочности и подбор материала крепи (класса или марки бетона) производим, пользуясь формулой:

$$N_u = R_B bl\left(1 - \frac{2l_0}{t}\right) \qquad (4.71)$$

и условием прочности $N < N_u$.

Поскольку в данном случае напряжения в крепи невелики, причем крепь испытывает только сжимающие напряжения, для крепления ствола может быть принят бетон марки М150 по прочности на сжатие. Расчетное сопротивление $R_в$ = 7,0 МПа.

В соответствии с главой СНиП 2.03.01–84 при оценке прочности крепи необходимо учесть неблагоприятное условие бетонирования в вертикальном положении (высота слоя бетонирования свыше 1,5 м), путем введения в расчет понижающего коэффициента $\gamma_{вз} = 0,85$ (СНиП).

Наиболее напряженным является сечение крепи при θ = 90º. Эксцентриситет продольной силы: $l_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,0409}{2,072} = 0,0157$ м.

По формуле (4.71) определяем предельное значение продольной силы:

$$N_u = 0,85 \cdot 7 \cdot 0,1 \cdot 0,4 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,0197}{0,4}\right) = 2,14.$$

Убеждаемся, что условия прочности $N < N_u$ удовлетворяется: 2,07<2,14.

4.3.6. Задача крепления горных выработок

Основная задача крепления горных выработок – недопущение смещений контура выработки, превышающих податливость крепи. Так, для выбора способов повышения устойчивости подготовительных выработок и определения параметров крепи, целесообразно знать величины смещений кровли и почвы, а также размеры зон разрушенных пород и коэффициентов разрушения пород.

Размеры зоны разрушенных пород можно приближенно вычислить:

$$r_p = 28,7 - 0,012H - 0,5\sigma_{сж} - \\ -1,5S + 0,00001H^2 + 0,085S^2. \quad (4.72)$$

Коэффициент расширения пород в разрушенной зоне:

$$K_p = 0,045\gamma H / \sigma_{сж} + 0,908 \ . \quad (4.73)$$

Смещение кровли подготовительных выработок, закрепленных арочной крепью, определяют по уравнению:

$$U_{кр} = \frac{A_к t}{\sigma_{сж} + t} \ , \quad (4.74)$$

где t – интервал времени между окончанием проведения выработок и текущим моментом.

Значения коэффициентов $A_к$ рассчитывают по формуле:

$$A_к = 0,45H - 2\sigma_{сж} + 9S + 6m_{нк} + 5 \ , \quad (4.75)$$

где H – глубина, м; S – площадь поперечного сечения выработки; $m_{нк}$ – мощность слоя пород непосредственной кровли.

Смещение почвы определяют по уравнению:

$$U_П = A_П \lg(1 + \alpha_П t) . \quad (4.76)$$

Коэффициент $A_п$ и $\alpha_п$ вычисляют:

$$A_П = 245 + 0,04H + 0,8S - 1,5\sigma_П \ , \quad (4.77)$$

$$\alpha_П = 0,001H + 0,04S - 0,01\sigma_П + 1 \ , \quad (4.78)$$

где $\sigma_П$ – прочность пород почвы на сжатие, МПа.

ГЛАВА 5. Геомеханические процессы при ведении горных работ. Управление горным давлением

5.1. Геомеханические процессы при ведении горных работ

Как и при подземной разработке, так и при открытой, технологические параметры горных работ в значительной мере определяется развитием геомеханических процессов (деформацией, сдвижением и разрушением горных пород) в породном массиве разрабатываемых месторождений. При этом основные проблемы геомеханики при ведении горных работ подземным и открытым способами заключается в обосновании оптимальных, с точки зрения безопасности и эффективности, конструкций горных выработок различного назначения, бортов карьеров, определении углов откосов и высоты уступов, параметров предохранительных и транспортных берм, а также углов откосов и высоты отвалов.

При разработке рудных месторождений системами с магазинированием руд, подэтажными штреками и ортами, сплошной и камерно-столбовой образуются подземные пустоты, которые отличаются разнообразием форм и зависят от размеров и конфигурации отрабатываемых залежей (линзы, штоки, различные гнезда и др.).

Условия залегания угольных пластов отличаются значительным разнообразием. Поэтому применяются различные системы разработки: с длинными столбами по падению; с горизонтальными полосами по простиранию в восходящем порядке; с разделением мощности пологого пласта на наклонные слои; камерно-столбовой системой разработки и другими.

При открытой разработке месторождений применяются системы разработки в зависимости от положения рабочей зоны, направления развития и перемещения фронта работ.

При ведении горных работ в зависимости от физико-механических свойств пород и полезного ископаемого (угольного пласта, рудной залежи) осуществляются процессы: резание (при добыче комплексом) или разрушение (отбойка с помощью БВР),

а затем обрушение (посадка кровли) или укрепление (штанговое и др.), удержание (целики).

В процессе ведения горных работ могут произойти следующие виды проявлений горного давления: деформации пород и полезного ископаемого вокруг обнажений, небольшие сдвижения, нагрузки на крепь, и ее деформации, обрушения пород, отжим полезного ископаемого в призабойной зоне, заколы, внезапные выбросы, стреляние, горные удары.

В управлении горным давлением при ведении горных работ применяются расчетные методы определения технологических параметров, а также технологические приемы в зависимости от горно-геологических и горнотехнических факторов:

- с обрушением или полным опусканием вышележащих пород;
- с оставлением целиков полезного ископаемого;
- изоляцией подземных пустот;
- с закладкой выработанного пространства пустой породой.

5.2. Расчеты параметров системы разработки рудных месторождений

5.2.1. Пологие залежи. Расчет допустимых обнажений

Допустимые пролеты обнажений устанавливают на основе экспериментов, проводимых по специальной методике. Применение расчетных методов ограничено определенными условиями, например, однородностью пород кровли. Однако и в этих условиях результаты следует рассматривать как предварительные, требующие дальнейшего экспериментального уточнения.

Наибольшую достоверность имеют результаты, полученные по методам расчета для кровель, представленных ненарушенными или слабонарушенными слоистыми породами.

По формуле В.В. Слесарева определяем предельный пролет, при котором породы кровли испытывают максимальные деформации без нарушения их целостности для протяженных очистных выработок (длина во много раз больше ширины):

$$A_{пред} = 45 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_p h_o}{\gamma \cdot \cos\alpha}} \ , \qquad (5.1)$$

где σ_p – сопротивление пород кровли растяжению, МПа; h_0 – мощность нижнего слоя кровли, м; γ – средний удельный вес пород кровли, кН/м^3; α – угол падения залежи, градусы.

Для слоистых трещиноватых кровель $A_{пред}$ может быть рассчитано по формуле А.А. Борисова:

$$A_{пред} = 6,3 K_{пл} \sqrt{\frac{\sigma_{сж} h_0}{n\gamma \cos\alpha}} \ , \qquad (5.2)$$

где $K_{пл} \approx 0,5 - 0,7$ – коэффициент ползучести пород при сжатии; $\sigma_{сж}$ – предел прочности пород при сжатии, МПа; n – коэффициент запаса прочности.

Допустимый пролет обнажения:

$$A \le A_{пред} \ . \qquad (5.3)$$

Допустимый пролет обнажения определяется из выражения:

$$A = 52,2\sqrt{\sigma_{изг} n_0 [n\gamma(1+K_n)]} \ , \qquad (5.4)$$

где $\sigma_{изг} = (2-5)\sigma_p$ – предел прочности нижнего несущего слоя кровли при изгибе, МПа; K_n – коэффициент пригрузки нижнего слоя весом налегающих слоев (по данным Г.Н. Кузнецова в зависимости от соотношения мощности слоев K_n = 0,2 – 0,7, при однослойной кровле K_n = 0); n – коэффициент запаса прочности (по данным ВНИМИ n = 2 – 3; А. Борисова – до 4; С. Петрова – более 2,5).

С учетом зажима кровли на целиках под воздействием веса пород налегающей толщи допустимый пролет обнажения:

$$A = 52,2\sqrt{\frac{\sigma_{изг} h_0}{n\gamma(1+K_n)}\left(1 - 0,75\frac{q_3}{\sigma_{сж}}\right)} \ , \qquad (5.5)$$

где $q_3 = \dfrac{0,001 K K_\alpha \gamma H S}{s}$; K – коэффициент концентрации; K_α – коэффициент, учитывающий угол падения залежи; H – глубина разработки от поверхности до кровли, м; S – площадь кровли, приходящаяся на один целик, м^2; s – площадь поперечного сечения целика, м^2; $\sigma_{сж}$ – предел прочности пород кровли при сжатии, МПа.

Для горизонтальных и пологих залежей при однородной кровле и отношении глубины заложения камеры к ее ширине более двух, коэффициент Пуассона $\mu = 0{,}17 - 0{,}3$, допустимый пролет обнажения можно определить по формуле С.Г. Борисова:

$$A = \frac{4{,}5\left(0{,}001\lambda\gamma H + \left|\sigma_p\right|\right)}{0{,}001\gamma H(1 - 0{,}8\lambda) - 0{,}8\left|\sigma_p\right|}\ , \qquad (5.6)$$

где $\lambda = \dfrac{\mu}{1-\mu} \approx 0{,}2 - 0{,}4$ – коэффициент бокового распора; σ_p – допустимое напряжение при растяжении пород кровли, МПа.

Формулу (5.6) применяют при угле падения до 20–30º.

Пример. Определить допустимый предел камеры для следующих условий: H = 330 м; γ = 20 кН/м^3; $\left|\sigma_p\right| = 2{,}94$ МПа; λ = 0,3.

Таблица 5.1 – Исходные данные

№	H, м	γ, кг/м^3	σ_p, МПа	λ	A, м
1	200	2700	10	0,28	
2	250	3870	23	0,50	
3	300	3240	22	0,29	
4	350	3580	6	0,25	
5	400	2660	15	0,30	
6	450	2880	21	0,35	
7	500	2610	20	0,56	
8	550	2780	12	0,22	
9	600	2660	21	0,41	
10	650	2670	16	0,29	
11	700	2780	12	0,32	
12	750	2860	9	0,37	
13	800	2930	16	0,45	
14	850	4580	8	0,50	
15	900	4010	10	0,44	

По формуле (5.6) определим:

$$A = \frac{4,5\left(\frac{0,3 \cdot 20 \cdot 330}{1000} + 2,94\right)}{\frac{20 \cdot 330 \cdot (1 - 0,8 \cdot 0,3)}{1000} - 0,8 \cdot 2,94} = 8,3 \text{ м.}$$

Размеры камер при камерно-столбовой системе разработки Хайдаркана H = 200 м, α = 10–30°, слоистые известняки, f = 10, h_0 = 0,02–0,5 м. Ширина камер 8–15 м.

Задача. Дана глубина (таблица 5.1) разработки (H), объемный вес руды (γ) и предел прочности на растяжение, коэффициент бокового распора (λ). Определить допустимый предел камеры.

5.2.2. Расчет опорных целиков при сплошной и камерно-столбовой системе разработки

Расчет базируется на условии прочности целиков по гипотезе Турнера–Л.Д. Шевякова с учетом поправочного коэффициента, учитывающего угол падения залежи и предложенного А.М. Ильштейном и др. Это условие, широко апробированное на практике, выглядит следующим образом:

$$\frac{s}{S} = \frac{0,001 n \gamma H K_н K_\alpha}{\sigma_{сж} K_ф}, \qquad (5.7)$$

где n – коэффициент запаса прочности целика (принимают равным 3–5, если камера должна сохраняться непосредственно долгое время, и 2–3, если камеру необходимо сохранять только на время очистной выемки); $K_н$ – коэффициент, учитывающий соотношение глубины залегания и ширины B (при $B/H > 0,8-1$ $K_н = 1$; при $B/H < 0,8-1$ $K_н = 0,7$; если в рудном теле есть слабые прослойки, то при $B/H > 1$ $K_н = 0,5-0,6$); K_α – поправочный коэффициент, учитывающий угол падения залежи; $K_ф$ – коэффициент формы целика.

При отношении высоты целика к его ширине $h/a = 1-3$:

$$K_ф = 1,15 - 0,15\frac{h}{a}, \qquad (5.8)$$

при других значениях h/a коэффициент формы определяют по Е. Церну:

$$K_{\phi} = \sqrt{\frac{h}{a}} \ . \qquad (5.9)$$

При расположении опорных целиков длинной стороной по восстанию залежи (камеры также расположены по восстанию), K_{α} можно определить как

$$K_{\alpha} = \cos^2 \alpha + \lambda \sin^2 \alpha \ , \qquad (5.10)$$

в зависимости от изменения угла падения залежи: при α = 0º; 10º; 20º; 30º; 40º K_{α} соответственно равен: 1; 0,99; 0,94; 0,88; 0,79.

При расположении опорных целиков длинной стороной по простиранию и расположения вертикальной оси целика под углом β от нормали к плоскости падения, коэффициент угла падения определяется как

$$K_{\alpha} = \frac{\lambda \sin \alpha}{\cos \beta \sin(\alpha - \beta)}$$

где α – угол падения, град.; λ – коэффициент бокового распора ($\lambda \approx 0,2 - 0,4$).

При λ = 0,3 в зависимости от угла падения залежи α = 30º; 40º; 45º; 50º; 55º, K_{α} соответственно будет равен: 0,93; 0,89; 0,82; 0,78; 0,74.

Ленточные целики. Площадь поперечного сечения целика:

$$s = a \cdot L \ , \qquad (5.11)$$

где L – длина панели.

Площадь кровли, поддерживаемой одним целиком:

$$S = (a + A) \cdot L \ . \qquad (5.12)$$

Из выражения (5.7) с учетом (5.11) и (5.12), решив его относительно a, получим, что ширина ленточного целика составит:

$$a = \frac{AX}{0,01 K_{\phi} \sigma_{сж} - X} \ , \qquad (5.13)$$

где $X = 0,1 n \gamma H K_{н} K_{\alpha}$.

В выражениях (5.8) и (5.9), помимо K_{ϕ}, входит величина a, поэтому для определения ширины целика удобнее пользоваться графоаналитическим методом.

В координатах «$K_ф$ – a» строят график $K_ф$ по (5.8) или (5.9) для фиксированной величины h и график a по (5.13) для четырехпяти значений $K_ф$. Точка пересечения двух кривых дает искомую величину a (рисунок 5.1).

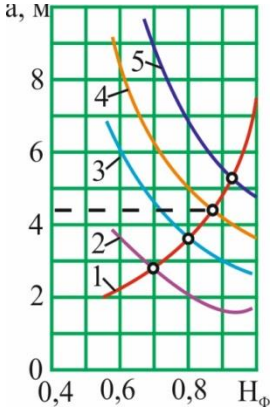

Рисунок 5.1 – Номограмма к определению размеров ленточных целиков: 1 – кривая $K_ф = f(a)$, построенная по формуле (5.8) при h = const; 2, 3, 4, 5 – кривая $a = f(K_ф)$, построенная по формуле (5.13) для пролетов камер 4, 7, 10 и 13 м

Пример. Определить ширину ленточного целика при разработке залежи мощностью $M = h = 8$ м, $H = 800$ м, $\alpha = 0°$, $\gamma = 3$ т/м^3, $n = 3$, $\sigma_{сж}$, $A = 10$ м.

Решение. Используя выражение (5.8) при h = 8 м и задаваясь значениями a = 2, 4, 6, 8 м, строим кривую 1. Затем строим кривую 4 и в соответствии со значениями, полученными при подстановке в (5.13) при $K_ф$ = 0,55; 0,7; 0,85 и 1. Пересечение кривых дает искомую величину a = 4,5 м.

Задача. Дано: мощность рудной залежи (M), глубина разработки (H), угол залегания (α), объемный вес (γ), предел прочности ($\sigma_{сж}$), допустимый пролет (A), коэффициент запаса прочности (n) (таблица 5.2). Определить ширину ленточного целика.

Таблица 5.2 – Исходные данные

№	M, м	H, м	α, град.	γ, кг/м^3	$\sigma_{сж}$, МПа	A, м	h	a, м
1	2	250	0	2700	144	6	2	
2	2,5	300	10	3870	274,0	8	2,5	
3	3,0	350	15	3240	214	9	3,0	
4	3,5	400	20	3580	73	10	2	
5	4,0	450	25	2660	166	11	3	
6	4,5	500	0	2880	47	7	3,5	
7	5,0	550	10	2610	150	5	3,0	
8	5,5	600	15	2780	94	9	2,5	
9	6,0	650	20	2660	161	10	3,0	
10	6,5	700	25	2670	143	11	2,5	
11	7,0	750	0	2780	130	12	2,0	
12	7,5	800	10	2860	90	8	2,0	
13	8,0	850	15	2960	148	9	3,0	
14	8,5	900	20	4580	100	10	3,0	
15	9,0	950	25	4010	100	10	3,0	

Представляет интерес вопрос о соотношении величины пролета камеры в пределах заданного диапазона изменения допустимого пролета обнажения и потерь руды в целиках. Для условий примера определим размеры ленточных целиков a при A = 13, 7 и 4 м. Эти размеры a будут равны соответственно 5,3; 3,6 и 2,7 м.

Рассчитаем потери руды в целиках при различной ширине (пролете) камер (все прочие условия изменены), полагая, что руда из целиков не извлекается. Очевидно, что для обеспечения минимума потерь в целиках могут возрасти на 30–40 % (рисунок 5.2).

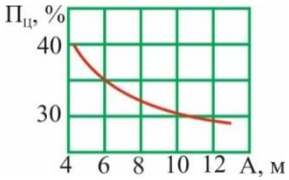

Рисунок 5.2 – График зависимости потерь в целиках $П_ц$ от ширины (пролета) камеры A

5.2.3. Расчет барьерных (панельных) целиков

Ширину барьерного целика можно определить по формуле, полученной из условия прочности целика по Турнеру–Л.Д. Шевякову:

$$a_б = 0,03\sqrt{\frac{n\gamma H K_\alpha B h}{\sigma_{сж}}}\ , \qquad (5.14)$$

где B – ширина панели, м. Расчет ведут на всю мощность налегающей толщи, т. е. $K_н = 1$.

Формула (5.14) выведена для коэффициента формы $K_ф = a_б / h$, учитывающего работу основной части целика в условиях всестороннего сжатия. Для барьерных целиков $a_б > h$.

Расстояние между барьерными целиками B при глубине разработки не более 300 м рекомендуется принимать равным $(0,5-0,6)H$ при слабонарушенных и $(0,4-0,5)H$ – при сильнонарушенных породах кровли.

Рассчитав ширину барьерного целика $a_б$, определяют число рядов опорных целиков по ширине панели B и уточняют затем ширину камер A.

Число рядов целиков по ширине панели:

$$N = \frac{(B - a_б) + a}{a + A} - 1\ . \qquad (5.15)$$

Преобразовав эту зависимость относительно A, получим выражение для определения уточненной ширины камер:

$$A = \frac{B - a_б - aN_ц}{N_ц + 1}\ . \qquad (5.16)$$

5.2.4. Крутые залежи. Расчет допустимых пролетов обнажения

Для расчета допустимых эквивалентных пролетов обнажений в камерных системах с последующей закладкой предложены различные зависимости.

Для горизонтальных обнажений эквивалентный пролет (м) определяется по формуле:

$$A_{экв.ч} = 95\pi\sqrt{\frac{\sigma_{сж}}{\gamma Hn}} \ . \qquad (5.17)$$

Для наклонных обнажений:

$$A_{экв.п} = 63\pi\sqrt{\frac{\sigma_{сж}}{\gamma Hn}} \ . \qquad (5.18)$$

Для вертикальных обнажений:

$$A_{экв.в} = 95\pi\sqrt[3]{f}\sqrt{\frac{\sigma_{сж}}{\gamma Hn}} \ . \qquad (5.19)$$

Для перехода от величин эквивалентных пролетов обнажения к реальным размерам камер, можно воспользоваться формулой В.Д. Слесарева для выработок с прямоугольным опорным контуром:

$$A_{экв} = \frac{2S}{P} \ , \qquad (5.20)$$

где S – площадь обнажения, м^2; P – периметр обнажения, м.

5.2.5. Расчет междукамерных целиков

Для расчетов МКЦ существует целый ряд методик. Они приведены в работах И.В. Рывкина (Кривой Рог), С.Г. Борисенко, А.А. Иливицкого и других.

Методика ВНИМИ. Расчет ведут для:

- центрального расположения бокового, восстающего в целике;
- флангового расположения восстающего.

В каждом случае расчет ведут в два этапа, принимая в качестве окончательного больший из двух полученных расчетов размеров целика.

1. Определяют ширину «ножек» целика, остающихся после проходки в нем блокового восстающего и горизонтальных ходков (если последние имеются, как например, в системах с отбойкой из магазина и с подэтажной отбойкой), т. е. ширину изолирован-

ных опорных прямоугольных целиков, расположенных длинной стороной по восстанию.

2. Определяют ширину междукамерного целика с учетом его высоты вкрест простирания; при этом расчет ведут как для сплошного ленточного целика, а влияние восстающего и ходков учитывают так называемым коэффициентом пригрузки.

Центральное расположение восстающего

Ширина ножки целика:

$$a' = q + \sqrt{q^2 + q(l + a_в)} \ , \qquad (5.21)$$

где $q = \dfrac{\gamma H n K_н K_\alpha h B}{200 K_Т K_Д \sigma_{сж} (h - h_x)}$; $n = (1{,}4 - 1{,}7)$ – коэффициент запаса, учитывающий изменение прочности, площадь поперечного сечения целика и воздействие взрывных работ; h – расстояние по вертикали между ходками в целике, м; B – ширина ходка, м; $K_т$ – коэффициент структурного ослабления (изменяется от 0,1 до 0,5, причем меньшие значения имеют сильнотрещиноватые породы с углом наклона трещин к направлению действия нагрузки, равные 30–40º, большие значения – малотрещиноватые руды, направление трещиноватости которых параллельно или перпендикулярно к направлению действия нагрузки); $K_Д = 0{,}7$ – коэффициент, учитывающий время стояния целика; h_x – высота ходка; $a_в$ – ширина восстающего, м; l – длина камеры по восстанию, м.

Если вместо длины камеры задана длина блока L, то:

$$a' = \sqrt{qL} \ . \qquad (5.22)$$

1. Общая ширина целика:

$$a = 2a' + a_в \ . \qquad (5.23)$$

2. Коэффициент пригрузки:

$$K_П = \frac{ah}{2a''(h - h_x)} \ . \qquad (5.24)$$

Общую ширину целика с учетом его размера (высоты) вкрест простирания (или, что в данном случае то же, пролета камеры) A

определяют, если $\frac{a}{A} \le 1 \left(K_\phi = \sqrt{a/A} \right)$, графоаналитическим методом по аналогии с расчетом ширины ленточного целика:

$$a = l q_1 (K_\phi - q_1) \ , \qquad (5.25)$$

где $q_1 = \gamma H n K_n K_\alpha \cdot \frac{K_н}{1000 K_T K_Д \sigma_{сж}}$.

На графике в координатах a – K_ϕ строят кривую 1, иллюстрирующую зависимость $K_\phi = \sqrt{a/A}$ при заданной величине A для трех-четырех значений a. Затем для полученных значений K_ϕ строят график a по (5.25). Точка пересечения кривых дает искомую величину a.

Если $\frac{a}{A} > 1 \left(K_\phi = \sqrt{\frac{a}{A}} \right)$, то:

$$a = \frac{A q_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{A q_1}{2} \right)^2 + A q_1 l} \ . \qquad (5.26)$$

Если вместо длины камеры задана длина блока L, то при $\frac{a}{A} \le 1$:

$$a = \sqrt[3]{(q_1 L)^2 A} \ . \qquad (5.27)$$

А при $\frac{a}{A} > 1$:

$$a = \sqrt{q_1 L A} \ . \qquad (5.28)$$

Пример. Определить ширину междукамерного целика при центрально расположенного восстающего для следующих условий: γ = 28 кН/м^2; H = 300 м; α = 70°; $\sigma_{сж}$ = 58 МПа; L = 50 м; h = 8 м; h_x = 2 м; B = 2 м; $a_б$ = 3 м; $K_н$ = 1; n = 1,6; K_T = 0,4; $K_Д$ = 0,7; A = 8 м.

Решение. По формуле (5.10) $K_\alpha = \cos^2 70° + 0{,}3 \sin^2 70° = 0{,}38$; по (5.21) $q = \frac{1 \cdot 0{,}38 \cdot 28 \cdot 300 \cdot 1{,}6 \cdot 8 \cdot 2}{2000 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}7 \cdot 98 \cdot (8-2)} = 0{,}244$; по (5.22) $a' = \sqrt{0{,}244 \cdot 50} = 3{,}5$ м; по (5.23) $a = 2 \cdot 3{,}5 + 3 = 10$ м; по (5.24)

$$K_{П} = \frac{10 \cdot 8}{2 \cdot 3{,}1 \cdot (8-2)} = 2{,}15\text{; по (5.25)}$$

$$q_1 = \frac{1 \cdot 0{,}38 \cdot 28 \cdot 300 \cdot 1{,}6 \cdot 2{,}15}{1000 \cdot (0{,}4 \cdot 0{,}7 \cdot 98)} = 0{,}39\text{; по (5.26)}$$

$$a = \sqrt{0{,}39 \cdot 50 \cdot 8} = 12{,}5 \text{ м.}$$

Окончательная длина целика с учетом скважинной отбойки в камерах составит: $a = 12{,}5 + 2 \cdot 0{,}7 = 14$ м.

Задача. Дано: глубина разработки (H), объемный вес руды (γ), предел прочности руды ($\sigma_{сж}$), угол залегания залежи (α), длина блока (L), расстояние по вертикали между ходками в целике (h), высота ходка (h_x), ширина ходка (B), ширина восстающего ($a_б$), коэффициент, учитывающий время стояния целика ($K_Д$), коэффициент структурного ослабления ($K_Т$), коэффициент запаса, учитывающий изменение прочности, площадь поперечного сечения целика и воздействие взрывных работ (n), пролет камеры (A) (таблица 5.3). Определить ширину междукамерного целика.

Таблица 5.3 – Исходные данные

№	H, м	γ, кг/м^3	$\sigma_{сж}$, МПа	L, м	α, град.	h, м	h_x, м	B, м	$a_б$, м	$K_н$	n	$K_Т$	$K_Д$	A, м
1	250	2700	144	50	75	8	2	2	3	1	1,6	0,4	0,7	8
2	300	3870	274											
3	350	3240	214											
4	400	3580	73											
5	450	2660	166											
6	500	2880	47											
7	550	2610	150											
8	600	2780	94											
9	650	2660	161											
10	700	2670	143											
11	750	2780	130											
12	800	2860	90											
13	850	2960	148											
14	900	4580	100											
15	950	4010	100											

5.3. Расчеты параметров системы разработки в угольных месторождениях

1. В кровле пласта залегают относительно слабые породы. Для расчета давления на призабойную крепь применяют теорию свода профессора М.М. Протодьяконова.

Пример. Угольный пласт залегает на глубине H = 400 м, непосредственная кровля представлена глинистым сланцем мощностью $m = 30$ м с коэффициентом крепости f = 3. Объемный вес руды γ = 2,4 т/м^3. Наибольшая ширина призабойного пространства b = 5,4 м. Определить давление на призабойную крепь.

Решение. Для определения нагрузок на призабойную крепь составляется расчетная схема по гипотезе профессора М.М. Протодьяконова (рисунок 5.3).

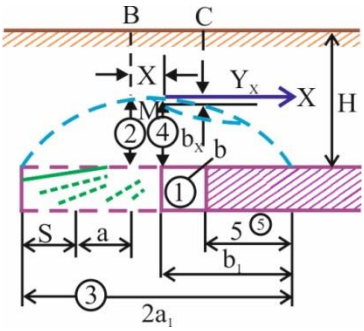

Рисунок 5.3. Расчетная схема: 1 – ширина призабойного пространства (b); 2 – максимальная высота свода естественного равновесия (B_{max}); 3 – пролет свода естественного равновесия ($2a$); 4 – высота свода естественного равновесия на границе рабочего пространства лав и выработанного пространства (b_x); 5 – зона проникновения повышенных напряжений в угольный пласт (S)

Свод имеет параболическую форму:

$$y = \frac{x^2}{af}, \quad b_{max} = \frac{a^2}{af} = \frac{a}{f}. \tag{5.29}$$

Передняя часть свода располагается впереди лавы на величину *S*, задняя часть – на границе обрушения закладки. На основе опытных данных М.М. Протодьяконов определил:

$$S = \sqrt{\frac{\gamma H}{f}} = \sqrt{\frac{2,4 \cdot 400}{3}} \cong 18,0 \text{ м.}$$

Полупролет свода:

$$a_1 = a + S = \frac{75}{2} + 18 \cong 56 \text{ м.}$$

Наблюдениями установлено, что закладка или обрушенные породы уплотняются на расстоянии в среднем 75 от забоя, т. е. $2a = 75$ м.

$$b_1 = b + S = 5,4 + 18,0 = 23,4 \text{ м,}$$

$$x = a_1 - b_1 = 56 - 23,4 = 32,6 \text{ м.}$$

Над рядом крепи, находящимся на расстоянии *b* от забоя, высота свода в точке *M*:

$$b_x = b_{\max} - y_x = \frac{a_1}{f} - \frac{x^2}{a_1 f} = \frac{a_1}{f} - \frac{(a_1 - b_1)^2}{a_1 f} =$$

$$= \frac{56}{3} - \frac{(56 - 23,4)^2}{56 \cdot 3} = 12,5 \text{ м.}$$

Давление на крепь составляет:

$$q_{заб} = b_x \cdot \gamma = 12,5 \cdot 2,4 = 31 \text{ м/м}^2.$$

Задача. Дано: глубина разработки (*H*), мощность непосредственной кровли (*m*), объемный вес (γ), крепость породы (*f*), ширина призабойного пространства (*b*) (таблица 5.4). Определить давление на призабойную крепь.

2. В кровле пласта залегают слабые, малосвязанные породы. В этих условиях давление на крепь вызывается весом столба пород, расположенных над призабойным пространством.

Пример. Мощность пласта m = 2,4 м. Непосредственная кровля представлена слабосцементированными песками, перемежающимися со слоями глины, γ = 1,7 т/м^3. Коэффициент разрыхления $K_{р\,лб}$=1,2. Определить давление на призабойную крепь.

Таблица 5.4 – Исходные данные

№	H, м	m, м	f	γ, т/м^3	b, м	$q_{заб}$, м/м^2
1	200	40	2	1,9	3,0	
2	250	40	2,5	2,0	3,2	
3	300	40	3,0	2,2	5,0	
4	350	40	3,5	2,3	5,6	
5	400	40	4,0	2,4	6,0	
6	450	40	4,5	2,5	6,2	
7	500	30	5,0	2,6	5,0	
8	550	30	2,0	2,6	3,5	
9	600	30	2,5	2,1	3,7	
10	650	45	3,0	2,0	4,0	
11	700	45	3,0	2,5	4,5	
12	750	45	3,0	2,3	5,0	
13	800	45	3,0	2,2	5,0	
14	850	45	3,0	2,4	3,5	
15	900	45	3,0	2,5	3,5	

Решение. Расчетная схема выглядит, как показано на рисунке 5.4.

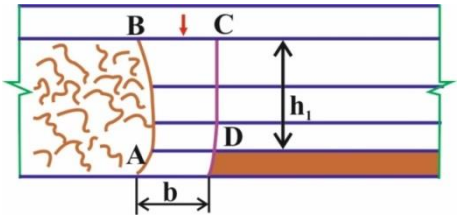

Рисунок 5.4 – Расчетная схема

Давление на крепь вызывается весом пород Q в призме $ABCD$, отрывающегося по плоскости CD от массива и поворачивающегося в сторону выработанного пространства.

Для сохранения устойчивости очистной выработки достаточно иметь податливую крепь с несущей способностью, соответ-

ствующей весу пород призмы *ABCD*. Ширина призмы равна шагу обрушения пород и составляет обычно 1,5–4 м. Высота призмы h определяется высотой очистного забоя m и коэффициентом разрыхления K_p:

$$h_1 = \frac{m}{K_p - 1} = \frac{2,4}{1,2 - 1} = 12 \text{ м}.$$

Вес пород в призме *ABCD*, приходящейся на единицу для очистного забоя:

$$Q = h_1 b \gamma_2 = 12 \cdot 3,1 \cdot 1,7 = 61,2 \text{ м/м}^2.$$

Давление на 1 м^2 площади призабойного пространства:

$$q_{заб} = \gamma h_1 = \frac{\gamma m}{K_p - 1} = \frac{1,7 \cdot 2,4}{1,2 - 1} = 20,4 \text{ м/м}^2.$$

Задача. Дано: мощность пласта (m), объемный вес породы (γ), коэффициент разрыхления (K_p), ширина забоя (b) (таблица 5.5). Определить давление на призабойную крепь.

Таблица 5.5 – Исходные данные

№	m, м	γ, т/м^3	K_p	b, м	Q, м/м^2	$q_{заб}$, м/м^2
1	1,8	1,6	1,2	3		
2	2,0	1,7	1,1	3		
3	2,2	1,8	1,3	3		
4	2,3	1,9	1,2	3		
5	2,4	2,0	1,1	3		
6	1,6	1,5	1,3	3		
7	1,7	1,6	1,2	3		
8	1,9	1,7	1,3	3		
9	2,0	1,8	1,1	3		

3. Над угольным пластом залегает основная кровля. Для определения давления на крепь применима гипотеза шарнирных блоков профессора Г.Н. Кузнецова.

Пример. В призабойном пространстве установлено два ряда крепи, причем a = 1 м, b = 2,5 м. Кровля представлена песчаниками мощностью h = 6,2 м. Определить давление на призабойную крепь, если объемный вес пород кровли γ = 2,1 т/м^3, $\sigma_{изгиб}$ = 187 кг/см^2.

Решение. Составляется расчетная схема (рисунок 5.5).

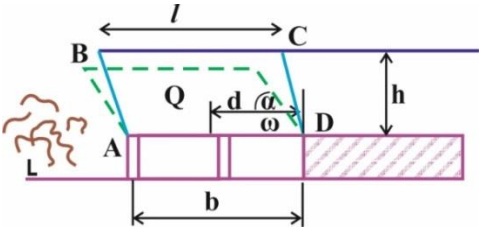

Рисунок 5.5 – Расчетная схема

Давление на крепь создается весом пород в блоке *ABCD*, отрывающемся от массива по плоскости *CD* под углом α. Угол α обычно составляет 15–20º. Вес блока:

$$Q = l \cdot h \cdot \gamma = 10 \cdot 6,2 \cdot 2,1 = 130 \text{ м/м}^2.$$

Длина блока определяется предельной длиной консоли пород кровли, претерпевающий изгиб:

$$l = 0,3\sqrt{\frac{2\sigma_{изгиб} \cdot h}{\gamma}} = 0,3\sqrt{\frac{2 \cdot 187 \cdot 6,2}{2,1}} \approx 10 \text{ м}.$$

Расстояние от забоя до середины обламывающегося блока:

$$d = \frac{l + h \cdot \text{tg}\varphi}{2} = \frac{10 \cdot 6,2 \cdot \text{tg}17^\circ}{2} = 6 \text{ м}.$$

Давление на призабойную крепь:

$$q_з = \frac{Q\left(d - \frac{l}{2}\right)}{a^2 + b^2} = \frac{130 \cdot \left(6 - \frac{10}{2}\right)}{1^2 + 2,5^2} = 18 \text{ м/м}^2,$$

где a – расстояние от забоя до 1 ряда стоек, м; b – расстояние от забоя до 2 ряда стоек, м.

Задача. Дано: два ряда крепи (a, b) в призабойном пространстве, кровля представлена крепкой породой мощностью (h) с объемным весом (γ) и с прочностью ($\sigma_{изгиб}$) (таблица 5.6). Определить давление на призабойную крепь ($q_з$).

Таблица 5.6 – Исходные данные

№	a, м	b, м	h, м	γ, т/м^3	$\sigma_{изгиб}$, кг/см^2	$q_э$, м/м^2
1	1	2,5	5,0	2,0	150	
2	1	2,5	5,5	2,3	155	
3	1	2,5	6,0	2,5	200	
4	1	2,5	6,5	2,4	250	
5	1	2,5	7,0	2,3	270	
6	1	2,5	7,5	2,4	300	
7	1	2,5	8,0	2,5	310	
8	1	2,5	8,5	2,6	340	
9	1	2,5	9,0	2,7	350	

4. Мощный пласт разрабатывается наклонными слоями с закладкой выработанного пространства.

Пример. Рассчитать крепь для следующих условий: γ = 2,5 т/м^3; A = 0,015; угол падения пласта α = 64º; глубина заложения вентиляционного горизонта этажа H_0 = 150 м; вертикальная высота этажа $H_э$ = 75 м; нормальная мощность пласта m = 2,5 м.

Решение. Определяется схема к расчету давления (рисунок 5.6).

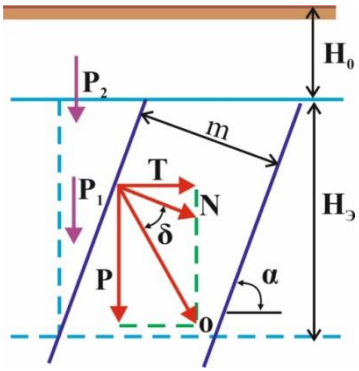

Рисунок 5.6 – Расчетная схема

Действуют силы: P – сила, приходящаяся на горизонтальную проекцию висячего блока, имеющего вертикальную высоту, равную высоте этажа:

$$P = P_1 + P_2,$$

где P_1 – вес нависающей части кровли в виде треугольной призмы; P_2 – вес пород выше верхней границы этажа до земной поверхности; T – горизонтальная сила – результат горизонтального распора массива; Q – реакция крепи и почвы, уравновешивающая силы P и T.

Для расчета обычно необходимо знать величину горного давления в направлении нормали к висячему блоку для единичной площадки. Эта величина получается:

$$N = \gamma(H_0 + H_э)\sqrt{A^2 + \operatorname{ctg}^2\alpha}\cdot\cos\delta \ \text{ т/м}^2, \qquad (5.30)$$

где δ – угол между силами N и равнодействующей Q, град.:

$$\delta = \alpha - \operatorname{arctg}(A\cdot\operatorname{tg}\alpha) \ . \qquad (5.31)$$

Нагрузку на реальную крепь, имеющую определенную податливость, определяют:

$$P = N\left(1 - \frac{1}{K}\right), \qquad (5.32)$$

где K – коэффициент устойчивости кровли, изменяющийся в пределах от 1,05 до 2.

$$\delta = 64° - \operatorname{arctg}(0,015\cdot\operatorname{tg}64°) = 62°15'.$$

Давление пород в нижней части этажа составит:

$$N_1 = 2,5\cdot(150+75)\cdot\sqrt{0,015^2 + \operatorname{ctg}^2 64°}\cdot\cos 62°15' = 127,8 \ \text{ т/м}^2.$$

Давление пород в верхней части этажа:

$$N_2 = 2,5\cdot 150\cdot\sqrt{0,015^2 + \operatorname{ctg}^2 64°}\cdot\cos 62°15' = 85,2 \ \text{ т/м}^2.$$

При выведении закладочного массива, дающего усадку на 25 %, максимальная нагрузка, воспринимаемая кровлей, а, следовательно, и крепью, будет равной в нижней части этажа:

$$P = 127,8\cdot\left(1 - \frac{1}{1,25}\right) = 26 \ \text{ т/м}.$$

При мощности слоя 2,5 м диаметр стойки:

$$d = 1,1\cdot\sqrt{250} = 17,6 \ \text{ см}.$$

Разгружающую нагрузку на стойку находим по формуле, для чего определим $\sigma_{кр}$:

$$\sigma_{кр} = 293 - 1{,}94 \cdot \frac{250 \cdot 4}{18} = 18{,}5 \text{ т/см}^2.$$

Тогда: $P_{кр} = \frac{3{,}14 \cdot 18^2}{4} \cdot 18{,}5 = 47052 \text{ м} = 48 \text{ т}.$

При расстоянии между рядами крепи a = 1,2 м, принимаемом в зависимости от глубины вруба, расстояние между стойками в ряду:

$$b = \frac{P}{Pa} = \frac{48}{2{,}6 \cdot 1{,}2} = 15{,}4 \text{ м}.$$

Для крепления забоя принимаем раму, состоящую из трехметрового верхняка и трех стоек.

Задача. Дано: пласт мощностью (m), угол наклона (α), с объемным весом вмещающих пород (γ), с глубиной заложения вентиляционного горизонта этажа (H_0), с высотой этажа ($H_э$) и с коэффициентом распора (A) (таблица 5.7). Рассчитать крепь.

Таблица 5.7 – Исходные данные

№	γ, т/м^3	A	α, град.	H_0, м	$H_э$, м	m, м
1	2,0	0,010	55	200	75	2,5
2	2,5	0,015	60	250	75	3,0
3	2,6	0,016	65	300	75	2,7
4	2,7	0,017	70	350	75	3,2
5	2,8	0,018	75	400	75	3,3
6	3,0	0,020	80	450	75	2,8
7	3,1	0,021	85	500	75	2,7
8	3,2	0,022	86	550	75	2,3
9	3,5	0,030	87	600	75	2,4

5.4. Построение границ защитного действия при разработке свит угольных пластов

Защитная выемка, т. е. первоочередная выемка одного из пластов в свите, применяется как рациональный способ предотвращения горных ударов, внезапных выбросов угля и газа, а также ло-

кальной защиты от повышенных напряжений ответственных горных выработок. При этом в качестве защитного пласта отрабатывается неопасный по выбросам или горным ударам пласт.

Сущность защитного действия заключается в снижении напряжений в дегазации подрабатываемых и надрабатываемых угольных пластов, деформирующихся в сторону выработанного пространства за счет упругого восстановления, а при разработке еще и за счет гравитационных сил.

Многолетний опыт показал, что в пределах эффективного влияния защиты не происходит опасных явлений, что позволяет вести отработку в выбросо- и удароопасных пластах без специальных мероприятий. Отсюда ясна необходимость правильного расчета границ защитного действия и построения их на разрезах по простиранию и вкрест простирания.

Эффективность защитного действия пласта зависит от расстояния между опасным и защитным пластами, величины опережения очистных работ на защитном пласте, угла падения пластов, расположения защитного пласта по отношению к опасному (в кровле или в почве), состава пород междупластья.

При значительном опережении работ на защитном пласте напряжения на защищаемых пластах могут восстановиться до первоначальных значений, а при малом опережении работы на указанных подзащитных пластах могут попасть в зону влияния опорного давления, формирующуюся впереди забоя на защитном пласте. Поэтому регламентируется как максимальное, так и минимальное возможное опережение горных работ на пластах в свите. Эффективность защиты зависит также от факторов времени. При современной степени точности можно пользоваться приведенной ниже методикой.

Размеры рекомендуемых опережений горных работ на защитном и опасном пластах приведены в таблице 5.8.

Таблица 5.8 – Рекомендуемые опережения горных работ

Условия разработки	Величина опережения защитного пласта по отношению к пласту, опасному по выбросам угля и газа или горным ударам
Минимальное опережение:	
при подработке	$b_1^{'} = h_1$, но не более 20 м
1	2
при надработке	$b_2^{'} = h_2$, но не более 20 м
Максимальное опережение (для удароопасных пластов):	
при подработке при надработке	$b_1 = (H_0 + h_1)\operatorname{ctg}\varphi_3$ $b_2 = (H_0 - h_1)\operatorname{ctg}\varphi_3$

Здесь: H_0 – глубина, на которой произошел первый выброс или удар; φ_3 – угол полных сдвижений, град.; h_1, h_2 – мощность междупластья, м.

Схема построения границ защиты на разрезе по простиранию приведена на рисунке 5.7 (по ВНИМИ).

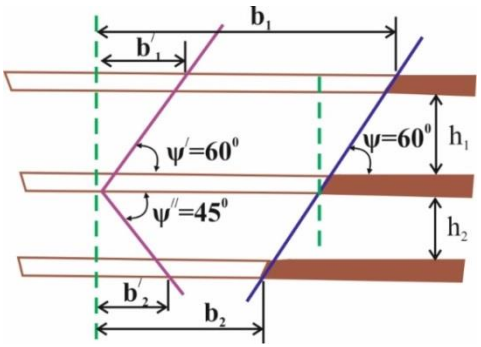

Рисунок 5.7 – Схема построения границ защиты на разрезе по простиранию

Помимо значений b, горняков должна интересовать защитная зона в плоскости опасного пласта, залегающего ниже или выше защитного на величину междупластья. На практике при увеличе-

нии d возникает задача по установлению максимальной высоты этажа $d_{доп}$ по опасному пласту, при которой обеспечивается защита в работе вентиляционного горизонта при опережающей отработке защитного пласта (рисунок 5.8).

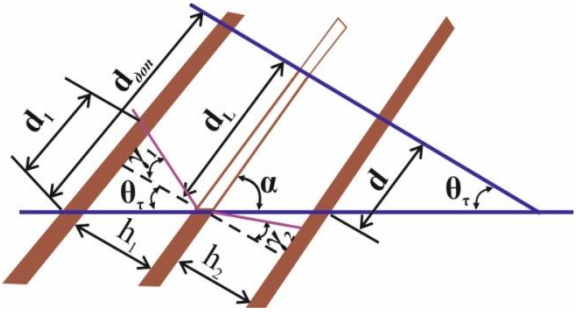

Рисунок 5.8 – Установление максимальной высоты этажа $d_{доп}$ по опасному пласту

Здесь: θ – угол наклона полуэллипса разгрузки к горизонту, град.; α – угол падения пласта, град.

При надработке защитным пластом:

$$d_{доп} \le \left(H_0^{'} - \frac{h_2}{\sin(\alpha + \theta_0)} \right) \frac{\sin\varphi}{\sin\psi_1} - h_2 \frac{\sin\theta_0}{\sin\alpha \cdot \sin(\alpha + \theta_0)} \ . \quad (5.33)$$

При подработке защитным пластом:

$$d_{доп} \le \left(H_0^{'} + \frac{h_1}{\sin(\alpha + \theta_0)} \right) \frac{\sin\varphi}{\sin\psi_1} + h_1 \frac{\sin\theta_0}{\sin\alpha \cdot \sin(\alpha + \theta_0)} \ . \quad (5.34)$$

Значения углов ψ_1 вычисляются из соотношения:

$$\psi_1 = 180° - (\alpha + \theta_0 + \varphi_0) \ . \quad (5.35)$$

Величину углов φ_0 принимаем по опыту работы бассейнов (Донбасс, Кузбасс, Печора), $\varphi_0 = 35°$.

Участок d_L в нижней части этажа по верхнему пласту не защищен отработкой защитного пласта. Величина его может быть вычислена по формуле:

$$d_L = h_1 \frac{\sin\theta_0}{\sin\alpha \cdot \sin(\alpha + \theta_0)} \ . \quad (5.36)$$

Изложенные выше соображения по расчету $d_{доп}$ по (5.33) и (5.34) относятся к случаю, когда в работе вентиляционного горизонта целики угля отсутствуют (см. рисунок 5.8). В случае же, когда работы ведутся с оставлением целиков угля, способных воспринимать нагрузки, по схеме, показанной на рисунке 5.9.

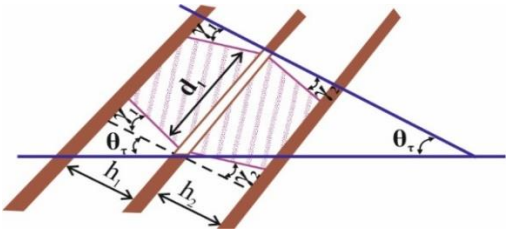

Рисунок 5.9 – Схема к построению границ защиты при ведении очистных работ с оставлением целиков угля

Допустимая высота этажа по защитному пласту, при которой на опасном пласте под серединой выработанного пространства защитного пласта или над ней не возникает опасных нагрузок, будет равна $2d_{доп}$, где $d_{доп}$ определяется из выражений (5.33) и (5.34).

Таблица 5.9 – К определению углов падения

Падение пласта, град.	Величина углов, град.				
	θ_0	γ_1	γ_2	γ_1'	γ_2'
1	2	3	4	5	6
0	90	10	15	10	15
10	83	10	15	10	15
20	77	10	15	10	15
30	71	10	15	10	15
40	65	10	15	10	15
50	56	0	15	10	10
60	48	0	15	10	10
70	36	0	15	10	10
80	22	8	15	10	10
90	0	15	15	10	10

Упрощенные способы построения защитных зон на разрезах вскрест простирания пластов приводятся на рисунках 5.8 и 5.9. Углы θ_0, γ_1, γ_2, γ_1', γ_2' определяются в зависимости от угла падения по таблице 5.9.

Таблица 5.10 – К определению защитных зон

Наименование исходных данных		Угол падения пласта, град.	Количество пластов	Расстояние от верхнего до среднего пласта, м	Расстояние от нижнего до среднего пласта, м
Номер варианта	1	50	3	20	40
	2	55	3	25	30
	3	60	3	30	45
	4	65	3	35	50
	5	70	3	40	55
	6	75	3	40	60
	7	80	3	30	65
	8	85	3	30	70
	9	80	3	20	70
	10	80	3	20	60
	11	70	3	25	60
	12	70	3	30	50
	13	60	3	40	70
	14	60	3	45	80
	15	55	3	40	70
	16	55	3	30	60
	17	60	3	30	50
	18	60	3	30	40

При ведении очистных работ без целиков у вентиляционного горизонта защитное действие обеспечивается при следующих значениях междупластья: h_1 не более 100 м; h_2 не более 60 м; $d_L = 0,6H_0$.

При ведении очистных работ с оставлением целиков под вентиляционным горизонтом на защитном пласте, защитное дей-

ствие обеспечивается при следующих значениях междупластья: $h_1 = 0,7d$, но не более 100 м; $h_2 = 0,5d$, но не более 60 м.

Порядок выполнения работы:

1. Для заданного варианта (таблица 5.10) строится схема к определению границ защитных зон на разрезе вкрест простирания:

а) при ведении очистных работ без целиков под вентиляционным горизонтом;

б) при ведении очистных работ с оставлением целиков угля под вентиляционным горизонтом.

2. Для заданного варианта строится схема к определению границ защитной зоны на разрезе по простиранию. Определяют размеры минимальных и максимальных опережений.

5.5. К вопросу противовыбросных мероприятий

5.5.1. Расчет природной метаноносности угольного пласта

После оценки напряженного состояния породного массива месторождения производят расчет природной метаноносности угольного пласта, который в дальнейшем служит для разработки противовыбросных мероприятий.

Природная метаноносность угольного пласта определяется по следующим формулам:

для углей с выходом летучих до 21 %:

$$X = \frac{\left(0,0003835T^2 - AT + B\right)P_г}{1+\left(C - 0,002172T\right)P_г} + ПР_г \text{, м}^3/\text{т}; \qquad (5.37)$$

для углей с выходом летучих более 21 %:

$$X = \frac{15,53\left(C - 0,00218T\right)P_г}{1+\left(C - 0,00218T\right)P_г} + ПР_г \text{, м}^3/\text{т}, \qquad (5.38)$$

где T – температура газа в угольном пласте на рассматриваемой глубине (принимается равной температуре окружающей породы), град.; $P_г$ – давление газа на любом расстоянии от поверхности об-

нажения пласта вглубь массива, МПа; *П* – общая пористость угля по таблице 5.11, м^3/т; *A, B, C* – коэффициенты по таблице 5.12.

Выход летучих веществ – показатель качества твердых горных полезных ископаемых, учитываемый при определении их рационального промышленного использования. Летучие вещества – газообразные и парообразные продукты, выделяющиеся при нагревании горючих ископаемых в стандартных условиях при температуре 850±10 ºС.

Таблица 5.11 – Значения пористости угля

Показатель	Марка угля					
	А	Т	ОС	К	Ж	Г
Общая пористость *П*, м^3/т	0,140	0,084	0,10	0,092	0,087	0,092
Объем пор, который может быть заполнен водой $q_{эф}$, м^3/т	0,096	0,058	0,068	0,062	0,059	0,062
Объемный вес γ_y, т/м^3	1,52	1,34	1,35	1,30	1,26	1,23
Фильтрующий объем $q_ф$, м^3/т	0,045	0,012	0,026	0,014	0,012	0,016
Коэффициент сорбции кислорода углем K_c	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4
Объем пор, доступный для проникания бактериальной суспензии q_c, м^3/т	0,065	0,039	0,048	0,043	0,046	0,043
Объем пор, доступный для проникновения растворов полимера $q_п$, м^3/т	0,040	0,020	0,015	0,020	0,015	0,018

Таблица 5.12 – Эмпирические коэффициенты

Содержание летучих, %	*A*	*B*	*C*	Содержание летучих, %	*A*	*B*	*C*
1	2	3	4	1	2	3	4
3	0,17	15,77	0,87	21	0,09	5,05	0,28
3,5	0,16	43,63	0,37	22	0,077	4,99	0,27
4	0,15	13,70	0,36	23	0,076	4,90	0,27
4,5	0,15	12,92	0,36	24	0,076	4,80	0,26

Содержание летучих, %	*A*	*B*	*C*	Содержание летучих, %	*A*	*B*	*C*
5	0,14	12,25	0,36	25	0,076	4,71	0,26
5,5	0,14	11,66	0,36	26	0,074	4,62	0,25
6	0,14	11,55	0,35	27	0,074	4,53	0,25
6,5	0,13	10,68	0,35	28	0,073	4,44	0,24
7	0,13	10,27	0,35	29	0,072	4,35	0,24
7,5	0,13	9,89	0,35	30	0,071	4,26	0,23
8	0,12	9,54	0,34	31	0,071	4,16	0,23
8,5	0,12	9,22	0,34	32	0,070	4,07	0,22
9	0,12	9,03	0,34	33	0,069	3,98	0,22
9,5	0,12	8,65	0,34	34	0,069	3,89	0,21
10	0,12	8,40	0,33	35	0,069	3,79	0,21
11	0,11	7,93	0,33	36	0,067	3,70	0,20
12	0,11	7,51	0,32	37	0,067	3,61	0,20
13	0,11	7,14	0,32	38	0,066	3,52	0,19
14	0,10	6,80	0,31	39	0,065	3,43	0,19
15	0,10	6,49	0,31	40	0,065	3,34	0,18
16	0,10	6,21	0,30	41	0,064	3,24	0,18
17	0,10	5,95	0,30	42	0,063	3,15	0,17
18	0,09	5,70	0,29	43	0,063	3,06	0,17
19	0,09	5,47	0,29	44	0,062	2,97	0,16
20	0,09	5,26	0,28	45	0,061	2,88	0,16

5.5.2. Определение критической глубины, на которой возможно проявление внезапных выбросов угля и газа

Критическая глубина проявления внезапных выбросов угля и газа определяется с помощью номограммы и по формуле:

$$H_B = H + \varphi\left(P_{AB} + P_A\right), \tag{5.39}$$

где H – глубина разработки угольного пласта, м; φ – коэффициент, зависящий от угла внутреннего трения угля; P_A, P_{AB} – действующие силы в угольном пласте.

Входящие в данную формулу параметры P_A и P_{AB} вычисляют следующим образом:

$$P_A = P_c + 0{,}1H \ . \qquad (5.40)$$

Значение P_{AB} определяется из номограммы (рисунок 5.10) после вычисления несущей способности угольного пласта с учетом его неоднородности:

$$M_{II} = \alpha_1 q - \beta_1 - m - \gamma_1 \left(\alpha_2 + \beta_2 n\right) \ , \qquad (5.41)$$

где α_1, α_2, β_1, β_2 – коэффициенты по таблице 5.13; q – приведенная прочность пласта; γ_1 – коэффициент, зависящий от угла внутреннего трения угля; m – мощность угольного пласта, м; n – число пачек, слагающих угольный пласт.

Таблица 5.13 – Эмпирические коэффициенты

Бассейн, месторождение	Значение коэффициентов					
	α_1	β_1	γ_1	α_2	β_2	φ
Донецкий, Партизанское	0,17	6,9	0,35	0,25	1,40	10
Кузнецкий	0,26	11,4	1,0	0,10	1,60	3,5
Карагандинское, Воркутинское	0,19	6,6	0,85	0,16	1,46	10

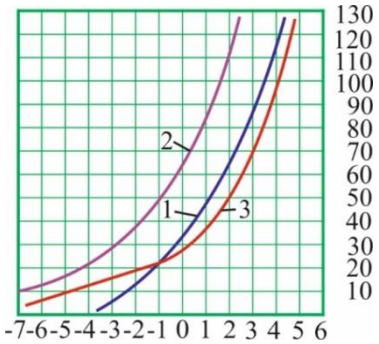

Рисунок 5.10 – Номограмма для оценки выбросоопасности угольных пластов: 1 – Донбасс; 2 – Воркутинское, Карагандинское; 3 – Кузбасс

С помощью номограммы и полученного значения M_{II} посредством восстановления перпендикуляра к оси абсцисс до пересечения с соответствующей кривой, определяют значение P_{AB}

и рассчитывают H_B. Если $H > HB$, угольный пласт относят к опасным по внезапным выбросам; если

$H < H_B$, угольный пласт относят к неопасным по внезапным выбросам угля и газа.

Окончательное заключение о выбросоопасности угольного пласта делают после оценки его состояния в месте вскрытия.

5.5.3. Оценка выбросоопасного состояния угольного пласта в месте его вскрытия

Прогноз выбросоопасности угольного пласта в месте его вскрытия производят путем подсчета показателя $П$ для соответствующего угольного месторождения или бассейна на основании данных таблицы 5.14.

Таблица 5.14 – К расчету прогноза выбросоопасности угольного пласта

Угольный бассейн, месторождение	Расчетная формула	Значение показателя выбросоопасности, при котором пласт относят к опасным по внезапным выбросам
Кузнецкий	$П_c = P_г - 14f^2$	$П_c \geq 0$
Карагандинский	$П_{c1} = (1,4 - 0,91gW) \times$ $\times \Delta P - \frac{614}{P_г\sqrt{P_г}} f^3$	$П_{c1} \geq 10,5$
Донецкий, Воркутинский, Норильский, Приморье, Сахалинский		При давлении газа в разведочной скважине не более 10 кгс/см^2

где W – влажность угля; ΔP – давление газа на кромке забоя.

На основании полученных значений показателя выбросоопасности делают заключение об опасности угольного пласта по внезапным выбросам угля и газа, что служит в дальнейшем основанием для выбора системы разработки, а также о необходимости

проведения противовыбросных мероприятий при вскрытии угольного пласта и его разработке.

Примеры. 1. Марка угля: каменный К, глубина разработки H = 250 м, коэффициент, зависящий от угла внутреннего трения φ = 10, коэффициенты α_1 = 0,17, β_1 = 6,9, γ_1 = 0,35, α_2 = 0,25, β_2 = 1,40. Мощность угольного пласта m = 2,5 м, число пачек, слагающих угольный пласт n = 2, приведенная прочность пласта q = 5. Действующая сила в угольном пласте P_{AB} = 30 определяется по номограмме в зависимости от $M_П$. Определено, что $H<H_B$ (250<255), т. е. рассматриваемая глубина невыбросоопасна.

2. Марка угля: бурый ОС, глубина разработки H = 500 м, φ = 3,5, α_1 = 0,26, β_1 = 11,4, γ_1 = 1,0, α_2 = 0,10, β_2 = 1,60. Мощность угольного пласта m = 2,0 м, число пачек, слагающих угольный пласт n = 1, приведенная прочность пласта q = 3. Действующая сила в угольном пласте P_{AB} = 35 определяется по номограмме в зависимости от $M_П$. Определено, что $H>H_B$ (500<350), значит, рассматриваемая глубина выбросоопасна и необходимо предусмотреть способы предотвращения выбросов угля и газа.

Задача. Дано: параметры угольных пластов (по таблице 5.15).

Таблица 5.15 – Параметры угольных пластов

Показатель	Параметры			
Марка угля	А	Т	Ж	Г
Общая пористость $П$, м^3/т	0,140	0,084	0,087	0,092
Содержание летучих, %	5	10	15	20
A	0,14	0,12	0,10	0,09
B	12,25	8,40	6,49	5,26
C	0,36	0,33	0,31	0,28
Объемный вес γ_y, т/м^3	1,52	1,34	1,26	1,23
Давление газа $P_г$, МПа	0,8	1,0	1,20	1,3
Температура газа T, град.	25	35	40	45
Глубина разработки H, м	300	500	600	700

Продолжение таблицы

Показатель	Параметры			
Марка угля	А	Т	Ж	Г
Коэффициенты:				
φ	11	12	13	14
α_1	0,17	0,20	0,26	0,19
β_1	6,9	7,0	11,4	6,6
γ_1	0,35	0,40	1,0	0,85
α_2	0,25	0,30	0,10	0,16
β_2	1,40	1,45	1,60	1,46
Мощность пласта m, м	2,0	2,5	3,0	3,5
Число пачек n	2,0	3,0	3,5	4,0
Приведенная прочность q	3,5	4,0	5,0	6,0

Определить природную метаноносность пластов и их выбросопасность на рассматриваемых глубинах.

5.5.4. Дегазационные мероприятия на газоносных месторождениях

Дегазация месторождения – естественные и искусственные процессы удаления газов из их источников (угольные пласты, вмещающие породы, рудные залежи, скопления свободных газов в зонах тектонических нарушений). Цель дегазации – снижение поступления газа в горные выработки, предотвращение его внезапного выделения.

Дегазация бывает: пассивной, при которой источник интенсивного выделения газа в горных выработках изолируется от шахтной атмосферы и газ выводится либо за пределы опасного участка в струю воздуха для разжижения до допустимых норм, либо на дневную поверхность; активной, когда процессы сбора изолированного от горных выработок вывода газа на поверхность производятся под вакуумом, создаваемым специальными искробезопасными насосами.

Способы дегазации разрабатываемых пластов разнообразны и основаны как на использовании эффекта разгрузки пластов, так и на повышении из природной газопроницаемости.

Из других перспективных методов воздействия на газоносный пласт следует отметить методы, основанные на связывании метана; растворении карбонатных включений и повышении газопроницаемости, превращении метана в инертный газ, окислении метана в пласте и в выработанном пространстве с помощью микроорганизмов.

5.6. Предотвращение горных ударов

Горные удары происходят при определенном сочетании геологических и горнотехнических условий в результате концентрированного накопления потенциальной энергии упругого сжатия горных пород; они характеризуются внезапным высвобождением этой энергии в виде мгновенного разрушения предельно-напряженных областей горных пород и полезного ископаемого с последующим проявлением деформаций сдвижения и колебания окружающего породного массива.

Известен ряд возможных направлений развития работ по предотвращению горных ударов. Перечислим несколько из них, получивших в той или иной степени практическое воплощение в условиях конкретных месторождений.

5.6.1. Североуральское месторождение бокситов

На шахтах Североуральского месторождения бокситов (СУБР) используется весь комплекс мер предотвращения горных ударов:

- производится выравнивание общей линии очистного забоя; не допускается появление выступающих (отступающих) в выработанном пространстве участков рудного массива;
- осуществляется управление ориентировкой обнажений выработок относительно трещиноватости;
- доказана высокая эффективность применения сплошных и столбовых систем разработки в условиях данного месторождения;
- отработаны оптимальные параметры и схемы камуфлетного взрывания шпуров и скважин;

- производится разгрузка массива от повышенных напряжений путем бурения скважин большего диаметра (300–500 мм).

5.6.2. Джезказганское медное месторождение

Для условий месторождения использованы:

- переход на управление кровлей полной закладкой, позволяющей не оставлять рудных и породных целиков в выработанном пространстве;
- разработан новый паспорт буровзрывных работ при проведении одиночных выработок по удароопасным породам, которым предусматривается проходка выработок сечением шатрообразной формы;
- достигнута возможность приведения в неудароопасное состояние целиков и краевых частей породного массива путем создания разгрузочных щелей и камуфлетными взрывами.

5.6.3. Медно-никелевые месторождения Талнаха

Предотвращение горных ударов на глубоких рудниках Талнаха осуществляется с помощью региональных и локальных мероприятий:

- предложено несколько вариантов способов разработки рудной залежи с опережающей выемкой защитного слоя;
- использованы различные варианты систем разработки с закладкой с первоочередной отработкой защитного слоя по почве рудной залежи;
- создание защитного слоя может быть осуществлено с помощью:
- ряда параллельных выработок;
- параллельных выработок, разделенных податливыми целиками;
- скважинами большого диаметра;
- скважинами и взрывом в них камуфлетных зарядов.

5.6.4. Железорудные месторождения Горной Шории

За основное направление в разработке мер по предотвращению горных ударов принято развитие региональных мероприятий, включающих совершенствование схем подготовки горизонтов, систем разработки, порядка и очередности отработки тел в этаже и технологии проведения и крепления горных выработок.

Разработаны следующие региональные мероприятия:

- отработка рудных тел сплошным фронтом от центра к флангам;
- разработка рудных тел смежного одностадийного этажно-принудительного обрушения с отбойкой руды пучками глубоких скважин на зажатую среду с шириной панели не более 15 м;
- подсечка блоков глубокими скважинами без оставления целиков между разворотами;
- сокращение выработок при нарезке блоков;
- крепление выработок на всех удароопасных участках с применением крепей типа: бетонной, металлической податливой типа СП-18, анкерной с сеткой и торкрет-бетоном.

Следует отметить, что разгрузочные щели являются одним из эффективных средств защиты от горных ударов. Допустимая минимальная высота щели зависит от напряженности и физико-механических свойств разгружаемого массива пород, обычно она не должна быть не менее 3 см. Ввиду того, что производство обуривающих приспособлений промышленностью не налажено, в ряде случаев перешли к образованию щелей в два этапа. С помощью специального шаблона через 0,2–0,3 м разбуривается ряд параллельных скважин, затем перемычки между ними разрушаются взрывом. Такой способ образования разгрузочных щелей оказался довольно эффективным.

Скважины бурили диаметром d = 100 мм, шпуры – 36 мм. Взрывы были проведены сериями в двух типах пород с коэффициентом крепости f = 10–14 и f = 6–10 по шкале М.М. Протодьяконова. В результате проведения опытных взрывов была уста-

новлена оптимальная на 1 м величина заряда взрывчатого вещества – Q = 0,4 кг, а также конструкция заряда, обеспечивающего разрушение межскважинного промежутка. Максимальная величина промежутка b, разрушаемого зарядом, определяется из соотношения:

$$b \le (1,0 \div 1,5)d. \qquad (5.42)$$

Исследованиями И.М. Петухова и его соавторами было рекомендовано, что эффективные параметры образования разгрузочной щели (рисунок 5.11) должны выбираться из условия получения достаточной разгрузки породного массива, которая зависит от объема породы, полученного при бурении компенсационных и взрывных скважин, размеров щели и напряженного состояния массива.

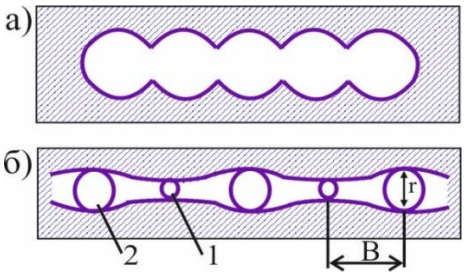

Рисунок 5.11 – Схемы создания разгрузочных щелей:
а – путем выбуривания скважины; *б* – путем выбуривания скважины и разрушением промежутка между ними взрывом ВВ; 1 – шпур для взрыва ВВ; 2 – скважина

Расстояние между компенсационными скважинами (м) определяется по формуле:

$$S = \frac{0,25\pi\left(d_1^2 + d_2^2\right)}{\Delta + 0,5\left(K_p - 1\right)\left(d_1 - d_2\right)}, \qquad (5.43)$$

где d_1 и d_2 – диаметры компенсационной и взрывной скважины; Δ – суммарное сближение стенок щели при данной ее ширине и напряженном состоянии для обеспечения необходимой степени разгрузки; K_p – коэффициент разрыхления горных пород, заполняющих полость щели.

5.7. Погашение и изоляция подземных пустот на рудниках

5.7.1. Погашение подземных пустот

При разработке рудных месторождений системами с магазинированием руд подэтажными штреками и ортами, сплошной и камерно-столбовой образуются подземные пустоты, которые отличаются разнообразием форм и зависят от размеров и конфигураций отрабатываемых залежей (линзы, штоки, различные гнезда и т. д.). Так, только на Хайдарканском руднике объем подземных пустот составляет более 300 тыс. м^3.

Образование подземных пустот значительных размеров при отсутствии планомерной их ликвидации после окончания очистной выемки создает небезопасные условия труда вследствие возможных самообрушений потолочных камер или вмещающих пород. При таких обрушениях, помимо разрушения выработок, расположенных в непосредственной близости к пустоте, возможны серьезные аварии, вызываемые воздушными ударами и на значительном удалении от места обрушения.

При погашении подземных пустот применяют:

- обрушение вышележащих пород взрывными работами;
- закладку выработанного пространства различными материалами: хвостами обогатительных фабрик, шлаком, пустой породой и др.;
- в ряде случаев – применение изоляции выработанного пространства искусственными сооружениями.

Сущность способа погашения подземных пустот массовыми взрывами заключается в разрушении вышележащих пород минными, скважинными зарядами или комбинированным способом и заполнении пустот обрушенными породами. Так, на Хайдарканском руднике при доработке запасов открытым способом производилось погашение подземных пустот следующим образом. Потолочные камеры, мощностью от 10 до 30 м обуривались станками канатно-ударного бурения. Применяемое ВВ – в основном зерногранулят 80/20, удельный расход которого составляет 0,44–0,49 кг/м^3.

На некоторых месторождениях в качестве способа ликвидации подземных пустот применяют закладку выработанного пространства. Закладка не устраняет напряжение в массиве окружающих пород, она только уменьшает возможность внезапного обрушения. Здесь в первую очередь устраняется опасность воздушных ударов.

5.7.2. Изоляция подземных пустот

Способ изоляции выработанного пространства заключается в изолировании подземных пустот от выработок шахты путем устройства искусственных сооружений: барьерных и ленточных целиков, создание полос из закладки или обрушенных пород, перемычек, обрушение кровли подземных выработок, непосредственным соединением подземных пустот с поверхностью.

Опыт показывает, что затраты при изоляции пустот значительно меньше.

В очистных выработках применяются следующие изолирующие устройства и сооружения (рисунок 5.12):

1. Породные полосы, образованные путем подрывки кровли взрывными работами на высоту, равную двум высотам камеры. Такой метод изоляции можно применять при сравнительно небольшой мощности залежи.

2. Бутовые полосы, выкладываемые из пустой породы, добываемой попутно, привозимой извне или путем подрывки вмещающих пород.

3. Бетонные или шлакобетонные полосы.

Расчет изоляционных сооружений необходимо производить по возможной максимальной скорости воздушного потока. Величину возникающего давления на перемычку в выработке можно подсчитать, используя формулу скоростного напора воздуха:

$$P_{c} = C\frac{\gamma V^{2}}{2g}, \quad , \qquad (5.44)$$

где C – коэффициент кинетической энергии, учитывающий неравномерность распределения скоростей давления воздуха в сечении выработки (для штрекообразных выработок $C = 0{,}81+$

$+282\alpha$); α – удельный вес воздуха, кг/м^3; V – скорость воздушного потока, м/с; g – ускорение силы тяжести, м/с^2.

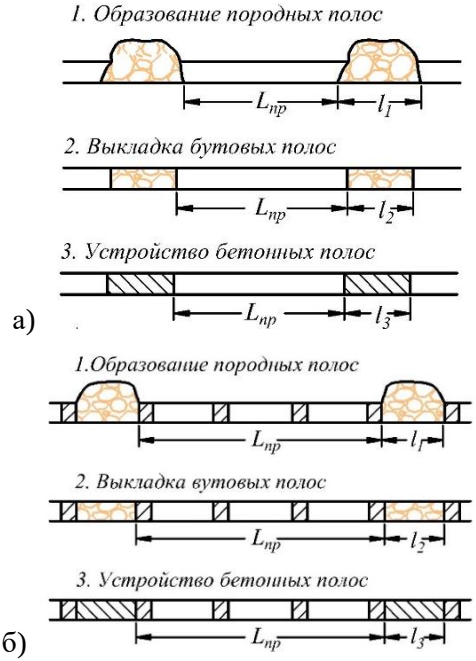

Рисунок 5.12 – Изоляционные перемычки в очистном пространстве: *а* – при сплошной выемке; *б* – при камерно-столбовой системе

Длина завала с учетом ударной волны определяется по формуле:

$$l = \frac{C_л \gamma V^2}{gf\gamma} \ , \qquad (5.45)$$

где $C_л$ – безразмерный коэффициент лобового сопротивления; f – коэффициент внутреннего трения породы.

Величину $L_{пр}$ – расстояние между изолирующими породами, например, камерно-столбовой системы – ориентировочно можно определить по формуле:

$$L_{пр} = \frac{2\sigma_{сж} H n_з}{\gamma\left[\left(\sigma_{сж} + \gamma H\right) n_з - \sigma_{сж}\right] \operatorname{tg}\delta}\ , \qquad (5.46)$$

где H – глубина разработки, м; $\sigma_{сж}$ – предел прочности пород на сжатие, т/м^3; $n_з$ – коэффициент запаса прочности; γ – объемный вес пород, т/м^3; δ – угол обрушения горных пород.

Применение такой технологии, предусматривающей локализацию обрабатываемых площадей путем разделения очистного поля изолирующими полосами на относительно независимые участки, позволит предотвратить распространение обрушений на большие площади.

Перечень использованной литературы

1. *Айруни А.Т.* Теория и практика борьбы с рудничными газами на больших глубинах. М.: Недра, 1981.

2. *Балаганский А.П., Ялымов Н.Г.* Изоляция подземных пустот на рудниках. Фрунзе: Илим, 1972.

3. *Баранов А.О.* Расчет параметров технологических процессов подземной добычи руд. М.: Недра, 1985.

4. *Булычов Н.С.* Механика подземных сооружений. М.: Недра, 1989.

5. *Мамбетов Ш.А., Абдиев А.Р.* Геомеханика: в 2 т. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2013.

6. *Мамбетов Ш.А., Абдиев А.Р.* Геомеханическое состояние породного массива Тянь-Шаня. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2019.

7. *Петухов И.М., Егоров П.В., Винокур Б.Ш.* Предотвращение горных ударов на рудниках. М.: Недра, 1984.

Приложение 1

Классификация горных пород
(по проф. М.М. Протодьяконову)

Категория	Степень крепости пород	Породы	Коэффициент крепости f
I	В высшей степени крепкие	Наиболее крепкие, плотные кварциты, базальты, исключительно крепкие другие породы	20
II	Очень крепкие	Очень крепкие гранитовые породы, гранитовый парфир, очень крепкий гранит, кремнистый сланец, кварциты менее крепкие, самые крепкие песчаники и известняки	15
III	Крепкие	Граниты (плотные) и гранитовые породы, очень крепкие песчаники и известняки, крепкий конгломерат, очень крепкие полезные руды	10
IIIa	Крепкие	Известняки (крепкие), некрепкий гранит, крепкие песчаники, крепкий мрамор, доломит, колчедан	8
IV	Довольно крепкие	Обыкновенный песчаник, железные руды	6
IVa	Довольно крепкие	Песчанистые сланцы, сланцеватые песчаники	5
V	Средней крепости	Крепкий глинистый сланец, некрепкие песчаник и известняк, мелкий конгломерат	4
Va	Средней крепости	Разнообразные сланцы (некрепкие), плотный мергель	3
VI	Довольно мягкие	Мягкий сланец, очень мягкий сланец, известняк, мел, каменная соль, гипс, мерзлый грунт, антрацит, обыкновенный мергель, разрушенный песчаник, сцементированная галька, каменистый грунт	2
VIa	Довольно мягкие	Щебенистый грунт, разрушенный сланец, слежавшаяся галька и щебень, крепкий каменный уголь, отвердевшая глина	1,5
VII	Мягкие	Глина (плотная), мягкий каменистый уголь, крепкие наносы	1,0
VIIa	Мягкие	Легкая песчанистая глина, лесс, гравий	0,8

Продолжение таблицы

Категория	Степень крепости пород	Породы	Коэффициент крепости f
VIII	Землистые	Растительная земля, торф, легкий суглинок, сырой песок	0,6
IX	Сыпучие	Песок, осыпи, мелкий гравий, насыпная земля, добытый уголь	0,5
X	Плывучие	Плывуны, болотистый гранит, разжиженный лесс и другие разжиженные грунты	0,3

Приложение 2

Пример. Механические характеристики руд и пород месторождения Талдыбулак Левобережный и коэффициент их крепости по шкале проф. М.М. Протодьяконова

Наименование породы	Прочность пород, МПа		Разница $\sigma_{сж} - \sigma_р$	По шкале М.М. Протодьяконова		Модуль упругости	Коэффициент Пуассона
	на сжатие	на разрыв		категория	коэффициент крепости		
Кварц-турмалиновые метосоматиты	151 (137–166)	12,5 (14–11)	91	II	15	6,1 (6,2–6,1)	0,25
Кварц-карбонатные метосоматиты	89 (68–109)	7,6 (9,9–5,4)	44	III	9	4,9 (5,8–4,1)	0,23 (0,24–023)
Кварц-серинитовые метосоматиты	32 (28–36)	3,4 (3,9–3,0)	26	V	3	3 (2,9–3,1)	0,25 (0,23–0,26)
Диорит-монцониты	81 (92–70)	10,4 (9,1–12)	49	IV	8	4,7 (5,4–4)	0,28 (0,27–029)
Дитрит-монцониты дробленные	29 (18–39)	2,5 (3,4–1,7)	–	X	3	2,5 (2,5–2,6)	0,26 (0,24–0,27)
Мигматиты	104 (107–102)	9,2	64	III	10	4,9 (5,8–4,1)	0,23 (0,24–0,23)
Мигматиты дробленые	28 (29–25)	3,3 (4,3–2,4)	–	IV–V	4	3,4 (2,8–4,1)	0,28 (0,3–0,36)
Сланцы кварц-серицит-хлоритовые	20 (32–8)	1,6 (0,5–2,7)	–	VI	2	22 (3,2–1,3)	0,3 (0,27–0,33)
Гнейсы, кварц-серицитовые сланцы	32 (28–36)	3,4 (3,9–3,0)	26	V	3	3 (2,9–3,1)	0,25 (0,25–0,26)
Амфиболиты	125 (98–157)	15 (19–11,2)	81	III	12	3,4 (5,1–1,8)	0,25 (0,22–0,28)
Сланцы амфиболовые	112 (83–132)	7,2 (9,6–4,9)	68	III	11	5,2 (5,7–4,7)	0,21 (0,21–0,2)

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ 3
ГЛАВА 1. Механические свойства породного массива 4
1.1. Основные понятия и определения 4
1.2. Общая систематика горных пород 5
1.3. Механические свойства породного массива 7
1.4. Определение прочностных свойств породного массива 9
1.5. Определение упругих свойств породного массива 15
1.6. Реологические свойства породного массива 19
ГЛАВА 2. Напряженное состояние и методы определения напряжений. Контроль за их изменениями в породном массиве 22
2.1. О напряженном состоянии породного массива 22
2.2. Аналитические методы для определения напряжений породного массива 23
2.3. Экспериментальные методы определения и контроля напряжений в породном массиве 27
2.4. Определение напряжений в породном массиве структурными методами 35
2.5. Геофизические методы оценки напряженного состояния породного массива 38
2.6. Экспериментальные методы определения напряжений породного массива непосредственно в производственных условиях 44
ГЛАВА 3. Геомеханические модели породного массива 55
3.1. Упругая модель породного массива 55
3.2. Примеры анализа естественного поля напряжений в породном массиве 57
3.3. Примеры анализа напряженно-деформированного состояния массива, ослабленного выработкой 63
3.4. Упруго-пластические модели породного массива 75
3.5. Реологические модели породного массива 83
3.6. Примеры расчетов с использованием реологических моделей 86

ГЛАВА 4. Геомеханические процессы вокруг горных выработок. Управление устойчивостью горных выработок 93
4.1. Напряжения и деформации породного массива вокруг горных выработок 93
4.2. Устойчивость незакрепленной горной выработки 95
4.3. Управление устойчивостью горной выработки с помощью крепи 106
ГЛАВА 5. Геомеханические процессы при ведении горных работ. Управление горным давлением 124
5.1. Геомеханические процессы при ведении горных работ 124
5.2. Расчеты параметров системы разработки рудных месторождений 125
5.3. Расчеты параметров системы разработки в угольных месторождениях 137
5.4. Построение границ защитного действия при разработке свит угольных пластов 144
5.5. К вопросу противовыбросных мероприятий 150
5.6. Предотвращение горных ударов 157
5.7. Погашение и изоляция подземных пустот на рудниках 161
Перечень использованной литературы 165
Приложение 1 166
Приложение 2 168

Ш.А. Мамбетов

ГЕОМЕХАНИКА В ПРИМЕРАХ И ЗАДАЧАХ

Учебное пособие

Редактор *И.С. Волоскова*
Компьютерная верстка *Д.Ю. Иванова*

Подписано в печать 14.01.2021
Печать офсетная. Формат 60 × 84 $^{1}/_{16}$.
Объем 10,75 п. л. Тираж 100 экз. Заказ 63

Издательство КРСУ
720000, г. Бишкек, ул. Киевская, 44

Отпечатано в типографии КРСУ
720048, г. Бишкек, ул. Анкара, 2а