

Министерство образования и науки Украины
Восточноукраинский национальный университет
имени Владимира Даля
Антрацитовский факультет горного дела и транспорта

ПРОБЛЕМЫ ГОРНОГО ДЕЛА И ЭКОЛОГИИ ГОРНОГО ПРОИЗВОДСТВА

*Материалы IV Международной научно-практической
конференции 14-15 мая 2009 г., Антрацит*

Норд-Пресс
Донецк-2009

УДК 622.831.3:622.112.3

Солодянкин А.В., Ганеев С.Н.

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ПАРАМЕТРОВ ПОДАТЛИВОЙ ЗАБУТОВКИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ВМЕЩАЮЩЕГО ВЫРАБОТКУ МАССИВА

Введение. При строительстве шахт в Донбассе основными крепями, применяемыми для выработок околоствольных дворов и квершлаггов на глубинах свыше 800 м, являются жесткие из двутавровых балок с бетонными заполнением межрамного пространства и монолитные бетонные. Особенно широкое распространение эти крепи получили при креплении околоствольных дворов. На ряде шахт ими закреплено 80-90 % общей протяженности этого комплекса выработок.

Обследованием капитальных выработок установлено, что из общей длины 50 % крепи без обратного свода и около 24 % с обратным сводом в значительной степени деформированы [1]. Причем, наблюдения за состоянием монолитных бетонных и металлобетонных крепей показывает, что первые трещины в своде выработки появляются уже через 2...3 месяца после их возведения [2]. Если в это время не принимаются меры по сохранению крепи, сетка трещин увеличивается, раскрытие их достигает 6...8 см, образуются вывалы бетона площадью 0,2...2,0 м² и возникает необходимость выполнения ремонтных работ.

Не деформируются монолитные бетонные и железобетонные крепи только в выработках, заложенных в породах с пределом прочности на одноосное сжатие более 60 МПа, то есть в тех условиях, когда вместо указанных типов могут успешно применяться менее материалоемкие конструкции.

Авторами работы [3] были обследованы около 1153 км горизонтальных капитальных и подготовительных выработок глубоких шахт Донбасса и Кузбасса. Анализ полученных результатов показал, что наибольший объем деформированной крепи как в целом по бассейнам, так и по отдельным геологопромышленным районам наблюдается у жестких конструкций (до 45 %).

Столь неудовлетворительные результаты использования жестких крепей для обеспечения устойчивости выработок на больших глубинах можно объяснить не столько недостатками их конструкции, сколько несоответствием ее режима работы характеру деформирования окружающего массива. Активные деформационные процессы в выработке происходят в течение нескольких месяцев после ее проведения. Установленная жесткая крепь практически не может противодействовать смещениям пород, так как силы, действующие на контуре выработки весьма велики и любая технически выполнимая в настоящее время жесткая крепь обязательно будет деформирована. Существенно лучше ведет себя жесткая крепь, установленная с отставанием от забоя, когда реализовалась часть пластических деформаций приконтурного массива (рис. 1).

Применение в ряде случаев для крепления капитальных выработок, расположенных на большой глубине или в сложных горно-геологических условиях, податливых крепей, показывает значительно лучшую работоспособность по

сравнении с жесткой при меньших несущей способности и стоимости. Металлические податливые крепи из спецпрофиля главным образом применяются для обеспечения устойчивости основных полевых и откаточных штреков.

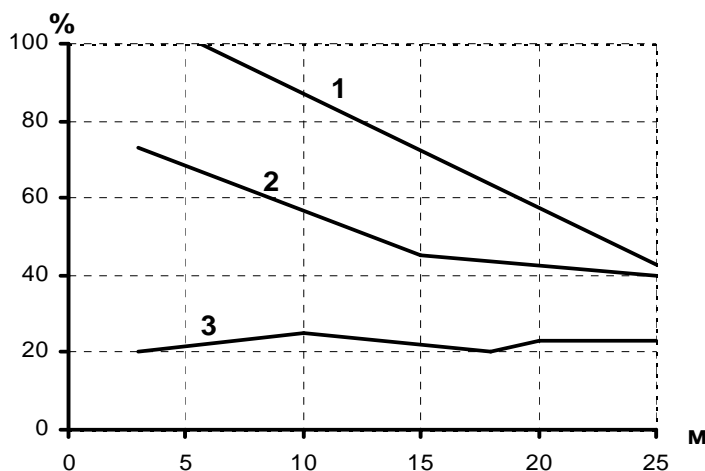


Рис. 1. Зависимость количества деформированной крепи от расстояния установки ее от забоя: 1 – металлические кольца в бетоне; 2 – металлические арки в бетоне; 3 – податливая крепь

Однако при значительных сроках службы и слабых горных породах металлическая податливая крепь не может препятствовать процессу расслоения и разрыхления пород вокруг выработки, что, в конечном счете, приводит к ее разрушению.

Таким образом, анализ опыта крепления капитальных выработок на глубоких горизонтах ряда угольных бассейнов показал, что обеспечить устойчивость выработок путем применения как жестких, так и податливых конструкций не всегда удается. Нагрузки на жесткие

крепи, ввиду малой податливости, зачастую превышают их несущую способность и они, в большинстве случаев, не обеспечивают необходимый эксплуатационный режим работы капитальной выработки на весь срок службы. Применение крепей, обладающих большой податливостью, в подобных условиях также неэффективно. Податливость крепи часто приводит к образованию больших зон разрушенных пород вокруг выработки, что существенно ухудшает состояние выработок. Однако податливая крепь способствует разгрузке породного массива, позволяет регулировать действующие нагрузки и обеспечивает выравнивание их по периметру выработки.

В связи с этим для обеспечения устойчивости капитальных выработок в условиях больших деформаций окружающих пород наиболее целесообразным является применение ограничено-податливых крепей с высокой несущей способностью.

При этом крепь необходимо устанавливать как можно раньше, чтобы она могла воспринять нагрузки, вызванные деформациями массива горных пород на ранних стадиях и предупредить быстрое формирование зоны разрушенных пород.

Применительно к бетонной крепи капитальных выработок, технологическая схема их установки предполагает возведение непосредственно у забоя выработки временной крепи, чаще всего – металлической податливой из СВП. С определенным отставанием от забоя с помощью опалубки возводится монолитная бетонная крепь, с оставлением временной крепи в толще бетонной. Такая технология позволяет снизить нагрузки на крепь со стороны массива за счет реализации части деформаций на участке выработки с временной крепью, но очень сложна в организационном плане и резко снижает темпы проведения выработки, что является существенным недостатком.

Одним из решений рассмотренного вопроса может стать применение двухслойной монолитной податливой крепи (рис. 2), которая объединяет положительные качества обычной бетонной крепи с требуемой в таких условиях податливостью конструкции. В качестве внешнего податливого слоя может использоваться пористый, легко деформирующийся пеноматериал, выполняющий функции податливого (демпферного) элемента конструкции. Внутренний слой из обычного бетона является несущим. В этом случае нагрузка на крепь, благодаря податливости внешнего слоя, почти равномерно распределяется по периметру, исключая сосредоточенное приложение усилий. При этом форма и размеры сечения выработки в свету остаются неизменными. Несущая способность такой крепи при работе в податливом режиме определяется сопротивлением податливого слоя ($10-20 \text{ тс/м}^2$), а при работе в жестком – прочностью бетонной оболочки.

При расчете двухслойной крепи и подборе материалов для нее следует учитывать, что прочностные характеристики податливой и несущей оболочек должны находиться в определенном соотношении, обеспечивающем заданный, оптимальный режим работы крепи в целом. Так, если прочность податливого материала будет больше максимально допустимой нагрузки на несущую конструкцию, то последняя разрушится или будет работать в жестком режиме. В то же время прочность демпферного слоя на сжатие не должна быть намного меньше несущей способности бетонной оболочки, так как в этом случае работоспособность несущей части крепи не будет полностью использована. Таким образом, необходимо, чтобы податливый слой деформировался по мере смещения контура пород выработки от нагрузки, не превышающей прочности бетонной конструкции с учетом нарастания прочностных свойств бетона. В процессе работы крепи предел прочности демпферного слоя должен быть только немногим меньше несущей способности бетонной крепи.

Установка монолитной податливой крепи может выполняться у забоя выработки и в один прием, а запас на смещения контура выработки задается параметрами податливого слоя. При этом величина податливости должна учитывать возможные смещения контура на начальном этапе эксплуатации выработки.

В качестве материалов податливого слоя можно использовать вспененные пластмассы и различные виды пеногазобетонов.

Постановка задачи. В работах [4, 5] приведены результаты лабораторных и стендовых испытаний параметров монолитной податливой крепи, однако в них не исследованы закономерности изменения геомеханических параметров данного способа – влияние жесткостных характеристик крепи на напряженно-деформированное состояние вмещающего породного массива.

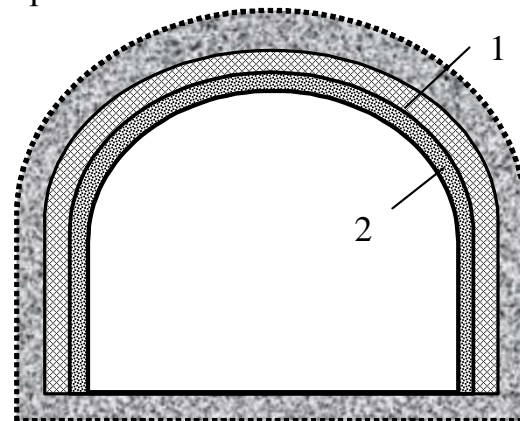


Рис. 2. Схема комбинированной жесткой крепи с податливым слоем: 1 – податливый слой; 2 – жесткий слой

Строгий аналитический расчет крепи с учетом отпора пород, осложненный непостоянством нагрузки, весьма трудоемок.

Для практических расчетов такой сложной конструкции, как двухслойная крепь, может быть применен численный. Варьированием характеристик крепи - прочностью и толщиной податливого слоя, могут быть определены оптимальные параметры для конкретных горно-геологических условий.

Исследование параметров способа обеспечения устойчивости капитальных выработок численным методом

Учитывая ряд достоинств при решении нелинейных задач, хорошую работанность математического аппарата, широкое распространение при решении задач геомеханики, в настоящей работе в качестве численного метода исследований принят метод конечных элементов (МКЭ).

Как известно, порода в ближайшей окрестности выработки находится в разрыхленном состоянии, причем степень разрыхления тем больше, чем меньше расстояние от контура выработки. Конечно, это не означает, что породы вокруг выработки сразу и полностью разрушаются и теряют свою несущую способность, поскольку развитие системы трещин (разрыхление) в нем происходит постепенно. Прочность пород при этом снижается, причем достаточно заметно, а характер их поведения под воздействием действующей на той или иной глубине нагрузки принимает существенно нелинейный характер. Этот процесс, который принято называть «разупрочнение материала», необходимо учитывать при оценке НДС породного массива в окрестности выработки.

С теоретической точки зрения наличие ниспадающего участка диаграммы «напряжения-деформации» при разупрочнении характеризуется как неустойчивость материала. При решении численной задачи это означает, что в области массива, материал которого претерпевает разрыхление, имеет место неединственность решения краевой задачи, что приводит к формированию сингулярной (вырожденной) системы уравнений, т.е. диагональные компоненты матрицы жесткости в таких узлах конечных элементов будут отрицательными или нулевыми. При этом становится невозможным продолжение стандартной вычислительной процедуры.

Учесть указанные нелинейные эффекты разрыхления и разупрочнения материала при решении геомеханических задач МКЭ позволяет феноменологический подход, положения которого достаточно полно изложены в работах [6-8].

Подход учитывает обобщенные экспериментальные результаты исследований предельного деформирования горных пород при их испытаниях на сжатие на машинах «жесткого» типа. Основная идея его состоит в том, чтобы ниспадающий участок полной диаграммы деформирования трактовать не как часть диаграммы, а как некую кривую, которая описывает предельные упругие состояния материала при достигнутых уровнях деформаций. Идеализированная диаграмма одноосного сжатия « $\sigma_1 \sim \varepsilon_1$ », используемая при реализации данного подхода, состоит из двух участков – прямолинейного и ниспадающего. Предполагается, что на ниспадающем участке петли гистерезиса, которые имеют место на диаграммах деформирования при испытаниях образцов на «жестких» прессах, отсутствуют, а разгрузка и повторное нагружение про-

исходят по прямой линии, параллельной начальному упругому участку, что определяет достигнутую остаточную деформацию.

Рассмотрим более подробно схему алгоритма МКЭ для ЭВМ, реализующего данный подход (рис. 3).

При решении численной задачи нагрузка прикладывается пошагово, причем приращение величины нагрузки на каждом шаге равно $1/20$ от максимального значения нагрузки для данной задачи. Эта величина инкремента нагружения, как показано в [9], является минимально необходимой для обеспечения сходимости решения.

Пусть на некотором шаге нагружения в некотором i -ом конечном элементе выполняется условие

$$\sigma_{e(n)} > R_c, \quad (1)$$

где $\sigma_{e(n)}$ – эквивалентные напряжения, достигнутые на n -ом шаге нагружения; R_c – предел прочности материала на одноосное сжатие.

Выполнение условия (1) свидетельствует о переходе материала в состояние запредельного деформирования. При этом величине напряжений $\sigma_{e(n)}$ соответствует величина деформаций $\varepsilon_{(n)}$.

Величина эквивалентных напряжений принята в виде [10]

$$\sigma_e = \frac{1}{\psi} \left[(1 - \psi) \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \sqrt{(1 - \psi)^2 \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 + 4\psi \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2} \right]. \quad (2)$$

Здесь σ_1 и σ_3 соответственно означают наибольшее и наименьшее главные значения тензора напряжений σ в конечном элементе.

Значение $\sigma_{e(n)}$, как следует из (1), не лежит на кривой деформирования материала, поэтому определяется такая величина напряжений σ_e' , которая лежит на кривой деформирования материала и имеет такую же, как и $\sigma_{e(n)}$, величину деформаций ($\varepsilon_{(n)}$): т.е., происходит как бы «возврат» на ниспадающую ветвь полной диаграммы деформирования. При этом считается, что $\sigma_e' = R_c'$, где R_c' – текущее значение прочности материала для данного шага нагружения.

При последующем нагружении состояние i -ого конечного элемента проверяется на соответствие условию

$$\sigma_{e(n+1)} > R_c, \quad (3)$$

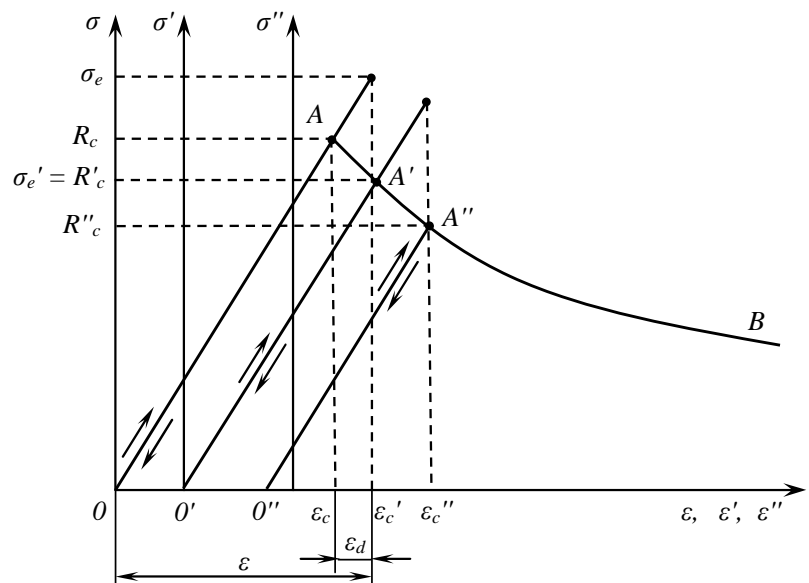


Рис. 3. Упрощенная схема к обоснованию процедуры численного исследования НДС в зоне разупрочняющегося породного массива (одноосное напряженное состояние)

где $\sigma_{e(n+1)}$ – эквивалентные напряжения, достигнутые на $(n+1)$ -ом шаге нагружения. Поскольку в других элементах при этом может выполняться условие (1), либо они продолжают находиться на прямолинейном участке диаграммы (т.е., деформируются упруго), то можно говорить о том, что каждый элемент на данном шаге нагружения имеет свою величину прочности, в том числе и те, которые испытывают запредельное деформирование. Такая процедура моделирует разупрочнение.

Разрыхляющийся материал характеризуется наличием неупругих деформаций ε_d . В данном случае, на n -ом шаге, под неупругими деформациями понимается величина

$$\varepsilon_{d(n)} = \varepsilon_{(n)} - \left(\frac{R_c}{E} \right), \quad (4)$$

где E – модуль упругости первого рода (модуль Юнга) материала.

На шаге $(n + 1)$ величина неупругих деформаций будет соответственно равна

$$\varepsilon_{d(n+1)} = \varepsilon_{(n+1)} - \left(\frac{R'_c}{E} \right), \quad (5)$$

а общая величина неупругих деформаций на шагах n и $(n + 1)$ определится как сумма $\varepsilon_{d(n)}$ и $\varepsilon_{d(n+1)}$.

Величины неупругих деформаций учитываются при вычислении узловых перемещений на каждом шаге нагружения. Помимо этого, на каждом шаге учитывается изменение формы элемента путем перевычисления текущих значений координат его узлов с учетом найденных значений вектора приращений узловых перемещений. Алгоритм также позволяет учесть увеличение объема, которое наблюдается при развитии разрыхления в запредельном состоянии (более подробно изложено в [9]).

В результате такого подхода решение приводит к значительному увеличению компонент вектора перемещений в окрестности выработки.

Оценка влияния податливой забутовки на напряженное состояние окружающего выработку массива.

Для определения характера влияния податливой забутовки на НДС окружающего выработку массива был проведен численный эксперимент.

Аналізу подвергалось напряженное состояние однородного изотропного массива, вмещающего выработку арочной формы с размерами: ширина – 5,2 м, высота – 3,6 м.

Для выполнения вычислений принята расчетная схема, конечно-элементная сетка которой представлена на рис. 4. Аппроксимация области выполнена четырехугольными конечными элементами. Детальная картина разбиения на элементы приконтурной части породного массива и двухслойной бетонной податливой крепи представлена на рис. 5.

Для исключения влияния краевых эффектов размеры исследуемой области массива принимались достаточно большими относительно размеров выработки – 80,0 м x 80,0 м.

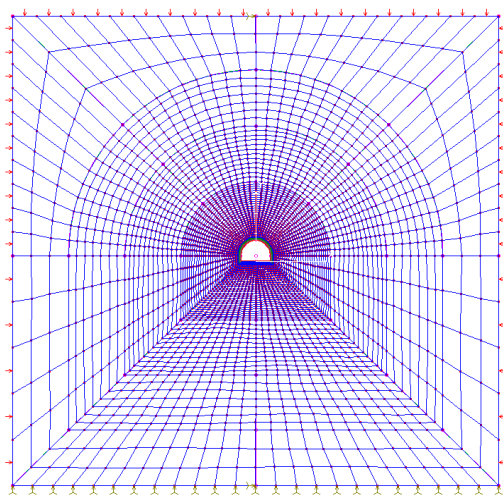


Рис. 4 Расчетная схема с конечно-элементной сеткой к выполнению численных экспериментов

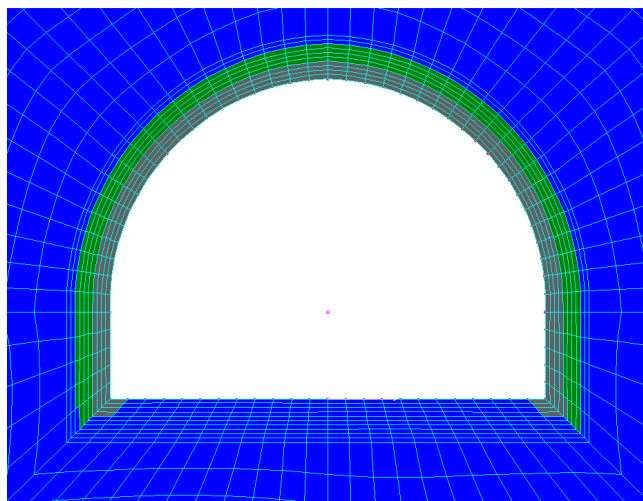


Рис. 5. Детальная картина разбиения на элементы приконтурной зоны моделируемой выработки

Отброшенная часть бесконечного массива заменялась на контуре области равномерно распределенной гидростатической нагрузкой, равной γH (γ – средний объемный вес пород вмещающей толщи, МН/м^3 ; H – глубина расположения выработки, м).

Физико-механические свойства пород массива, бетонной крепи и податливой забутовки приведены в табл. 1

Таблица 1

Физико-механические характеристики пород и материала крепи, принятые при численных экспериментах

Параметр	Вмещающие породы (аргиллит)	Монолитная бетонная крепь	Податливая забутовка (пенопласт)
Объемный вес, γ , МН/м^3	$2,50 \cdot 10^{-2}$	$2,40 \cdot 10^{-2}$	$0,40 \cdot 10^{-2}$
Предел прочности на одноосное сжатие, σ_c , МПа	40,00	22,50	10,40
Предел прочности на одноосное растяжение, σ_t , МПа	4,00	1,80	0,90
Модуль Юнга, E , МПа	$6,75 \cdot 10^4$	$3,30 \cdot 10^4$	$1,20 \cdot 10^2$
Модуль сдвига, G , МПа	$2,74 \cdot 10^4$	$1,13 \cdot 10^4$	$0,62 \cdot 10^2$
Коэффициент Пуассона, μ	0,23	0,20	0,41

Задача решалась в упругопластической постановке. Эксперимент состоял из двух этапов. На первом этапе рассматривалось напряженное состояние выработки, в предположении, что бетонная крепь установлена непосредственно у забоя без забутовочного податливого слоя. Картины распределения эквивалентных и касательных напряжений представлены на рис. 6.

На втором этапе решения задачи определялось НДС породного массива при возведении бетонной крепи с податливым слоем различной толщины. Для каждого варианта выполненных расчетов определялись значения σ_x и σ_y на контуре выработки в боках, кровле и почве.

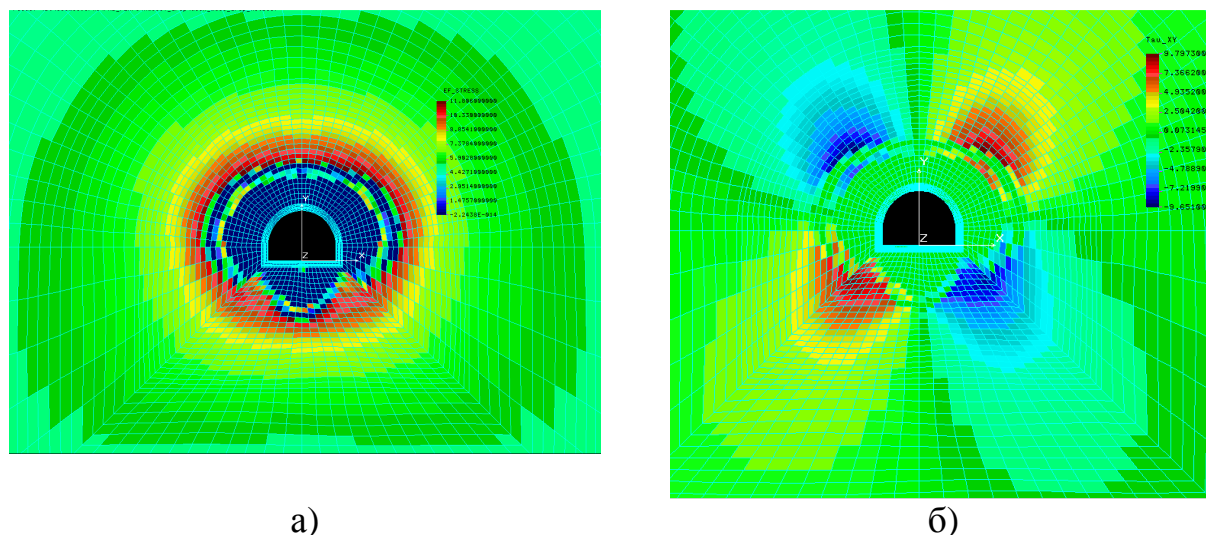


Рис. 6. Картины распределения эквивалентных а) и касательных б) напряжений (при отсутствии податливой забутовки)

Теоретически, для полного предупреждения деформаций породного контура после проведения выработки ($U = 0$), необходимо, чтобы несущая способность крепи P полностью соответствовала величине горного давления, т.е. $P = \gamma H = 2,5 \cdot 10^{-2} \cdot 1000 = 25$ МПа.

Расчет для ситуации с монолитной бетонной крепью без податливого слоя дал следующие результаты. Напряжения на контуре выработки (в кровле) составили $\sigma_x = \sigma_y = 11,1$ МПа при смещениях $u = 1,28$ см.

Требуемый отпор крепи определялся по формуле: $P_o = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} = 11,1$ МПа.

Толщина податливого слоя при прочности, не превышающей несущую способность крепи (для расчетов принималась равной половине прочности бетона), должна компенсировать возможные смещения контура на начальном этапе до момента стабилизации геомеханических процессов u_c , вызванных проведением выработки. Для дальнейшего рассмотрения принимаем толщину податливого слоя $\delta = 50, 100, 150, 200, 250$ и 300 мм.

Результаты выполненных численных расчетов представлены на рис. 7.

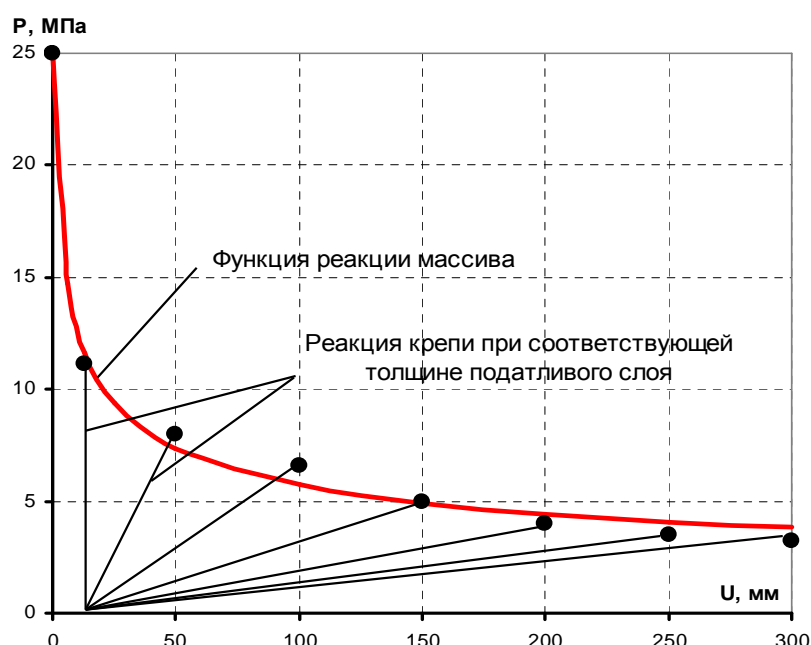


Рис. 7. Результаты исследований влияния податливой забутовки на НДС приконтурного массива

Анализ результатов позволил сделать следующие выводы.

1. Использование податливой забутовки в конструкции бетонной крепи значительно снизило величину давления на крепь, что позволит сохранить устойчивое состояние капитальной выработки.

2. Для рассматриваемых условий эксплуатации выработок (глубина расположения $H = 1000$ м, прочность вмещающих пород $\sigma_c = 51,0$ МПа) применение податливой забутовки толщиной $\delta = 300$ мм снижает величину вертикального давления на крепь в 3,5 раза. При таких же параметрах податливого слоя в боках давление на бетонную крепь снижается в 2,6 раза.

3. Полученные результаты подтверждают предварительные выводы о положительном влиянии податливой забутовки для снижения давления на крепь при допускаемых ограниченных смещениях контура выработки.

Библиографический список

1. Заславский Ю.З. Замена спецпрофиля двутавром в металобетонной крепи выработок глубоких шахт нецелесообразна // Шахтное строительство. – 1972. № 8. – С. 8-10.
2. Пиньковский Г.С. Об устойчивости крепи околоствольных выработок шахт Западного Донбасса // Шахтное строительство. – 1972. - № 8. – С. 8-10.
3. Глушко В.Т., Цай Т.Н., Ваганов И.И. Охрана выработок глубоких шахт. – М.: Недра, 1975. – 200 с.
4. Бетонная крепь, технология и механизация ее возведения / Ю.З. Заславский, В.П. Киндур, Е.А. Лопухин и др. – Донецк: Донбасс, 1973. – 184 с.
5. Заславский Ю.З., Мостков В.М. Крепление подземных сооружений. – М.: Недра, 1979. – 325 с.
6. Гапеев С.Н. Исследование процесса потери упругопластической устойчивости массива в окрестности одиночной выработки численными методами // Изв. Тульского государственного университета. Серия: «Геомеханика. Механика подземных сооружений». – Тула: Изд-во ТГУ, 2003. – Вып. 1. – С.65-69.
7. Шашенко А.Н., Янко В.И., Солодянкин А.В. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния разупрочняющегося массива в окрестности подземной выработки // Геотехническая механика. – Днепропетровск - Донецк: ООО «Норд Компьютер». – 2002. - № 40. - С. 13-17.
8. Шашенко А.Н., Янко В.И., Солодянкин А.В. Определение напряженно-деформированного состояния массива с учетом эффекта разупрочнения // Известия Тульского государственного университета. Серия «Геомеханика. Механика подземных сооружений». – Тула: ИПП «Гриф и К». – 2003. - Вып. 1. - С. 327-332.
9. Гапеев С.Н. Закономерности потери упругопластической устойчивости сложноструктурного массива в окрестности одиночной выработки: Дис. ... канд. техн. наук: 05.15.09. – Днепропетровск, 2005. – 188 с.
10. Шашенко А.Н., Сургай Н.С., Парчевский Л.Я. Методы теории вероятностей в геомеханике. – К., Техніка. – 1994. – 216 с.

Рекомендована к публикации д.т.н. А.Н. Роечко 27.04.09

Рассмотрена перспектива применения монолитной податливой крепи для обеспечения длительной устойчивости капитальных выработок глубоких шахт. Представлены результаты численного моделирования влияния параметров податливой забутовки на напряженно-деформированное состояние вмещающего выработку массива пород.

Розглянута перспектива застосування монолітного податливого кріплення для забезпечення тривалої стійкості капітальних виробок глибоких шахт. Представлені результати чисельного моделювання впливу параметрів податливої забутівки на напружено-деформований стан породного масиву навколо виробки.

The prospect of application of monolithic pliable support is considered for providing of the protracted stability of the capital workings of deep mines. The results of numeral design of influence of parameters of the pliable backfilling are presented on the stress state of rock mass in an around workings.