

УДК 622.258.3

**Ф.И. Ягодкин, А.Ю. Прокопов**

## **ВЛИЯНИЕ ДИССИПАТИВНЫХ СИЛ НА ФОРМИРОВАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ НА ПРОВОДНИКИ ЖЕСТКОЙ АРМИРОВКИ**

*Произведены расчеты сил трения для различных типов направляющих устройств, шагов армировки, типоразмеров и скоростей движения подъемных сосудов.*

*Ключевые слова: армировка, амортизирующая подвеска, роlikоопоры, башмаки скольжения.*

**Неделя горняка**

**Д**ействующая нормативная база по расчету жесткой армировки вертикальных стволов [1, 2] предусматривает определение только горизонтальных (лобовых и боковых) нагрузок на армировку. В то же время на армировку действуют нагрузки и в вертикальной плоскости, которые можно подразделить на постоянные и временные.

К постоянным относятся статические нагрузки от собственного веса конструкций армировки, к временным – передаваемые подъемными сосудами вследствие силы трения направляющих устройств о проводники и других факторов.

Применяемые в отечественной угольной промышленности подъемные сосуды оборудуются направляющими устройствами 3 основных типов:

- башмаки скольжения закрытого типа (рис. 1, а);
- башмаки скольжения открытого типа (рис. 1, б);
- роlikоопоры (рис. 1, в).

Направляющие устройства первых двух типов применяют при рельсовых проводниках и скорости подъемных сосудов, как правило, не превышающей 8 м/с. При корбчатых проводниках и большой

скорости движения сосудов используют направляющие устройства в виде роlikоопор (рис. 1, в), где каждый ролик  $I$  имеют независимую амортизирующую подвеску. Поверхность качения роликков футеруют упругими материалами.

При движении подъемного сосуда возникает контакт направляющих устройств с проводниками, при этом возникают диссипативные силы, действующие в направлении, противоположном направлению движения сосуда. В зависимости от типа направляющих устройств возникающие диссипативные силы могут быть представлены, как

- силы трения скольжения (при использовании башмаков скольжения);
- силы трения качения (при использовании роlikоопор).

Как известно, любые силы трения прямопропорциональны реакциям опор и соответствующим коэффициентам трения. Таким образом, силы трения, действующие на проводник, будут определяться лобовой  $N_n$  и боковой  $N_b$  реакциями проводника, которые складываются из соответствующих лобовых и боковых усилий со стороны подъемного сосуда, т.е.

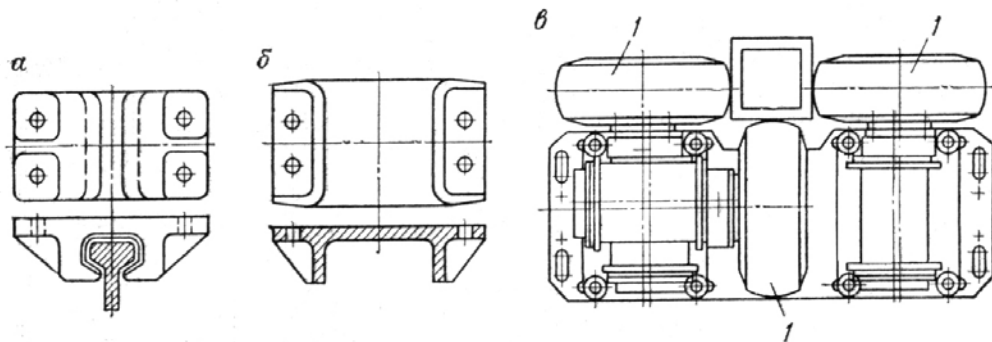


Рис. 1. Направляющие устройства подъемных сосудов

$$\bar{N}_л = \sum_{i=1}^n \bar{P}_{ли} \quad \text{и} \quad \bar{N}_б = \sum_{i=1}^m \bar{P}_{би}, \quad (1)$$

где  $P_{ли}$  и  $P_{би}$  – соответственно лобовые и боковые силы, действующие на проводник, от различных факторов;  $n$  и  $m$  – общее количество факторов, создающих соответственно лобовые и боковые силы.

С учетом проведенных исследований [3 – 8] суммарные лобовые и боковые нагрузки на проводник при наиболее неблагоприятном сочетании всех рассмотренных факторов составят:

$$\sum_{i=1}^n P_{ли} = P_{лоб} + P_{лоб}^{кор} + P_{лоб}^{a.вст} + P_{лоб}^M + P_{лоб}^{экс+откл}; \quad (2)$$

$$\sum_{i=1}^m P_{би} = P_{бок} + P_{бок}^{кор} + P_{бок}^{a.вст} + P_{бок}^M + P_{бок}^{экс+откл}, \quad (3)$$

где  $P_{лоб}$ ,  $P_{бок}$  – соответственно лобовая и боковая нормативные эксплуатационные нагрузки на проводник, Н, определяемые в соответствии с [1];

$P_{лоб}^{кор}$ ,  $P_{бок}^{кор}$  – дополнительные соответственно лобовая и боковая нагрузки на проводник вследствие действия кориолисовой силы, Н;  $P_{лоб}^{a.вст}$ ,  $P_{бок}^{a.вст}$  – дополнительные соответственно лобовая и боковая нагрузки на проводник вследствие действия аэродинамических сил в местах встречи подъемных сосудов, Н;  $P_{лоб}^M$ ,  $P_{бок}^M$  – дополни-

тельные соответственно лобовая и боковая нагрузки на проводник вследствие кручения подъемного каната, Н;  $P_{лоб}^{экс+откл}$  и  $P_{бок}^{экс+откл}$  – дополнительные соответственно лобовая и боковая нагрузки на проводник от совместного воздействия эксцентриситета загрузки подъемных сосудов и отклонения проводников, Н.

С учетом значений соответствующих поправочных коэффициентов к нормативным эксплуатационным нагрузкам, выражения (2) и (3) примут вид:

$$N_л = k_{лоб}^{кор} \cdot k_{лоб}^{a.вст} \cdot k_{лоб}^M \cdot k_{лоб}^{экс+откл} \cdot P_{лоб};$$

$$N_б = k_{бок}^{кор} \cdot k_{бок}^{a.вст} \cdot k_{бок}^M \cdot k_{бок}^{экс+откл} \cdot P_{бок}.$$

Результирующая реакция опоры (т.е. проводника)  $N$  определится векторным сложением сил  $N_л$  и  $N_б$ , т.е.

$$\bar{N} = \bar{N}_л + \bar{N}_б.$$

Тогда модуль результирующей силы реакции опоры определится из выражения

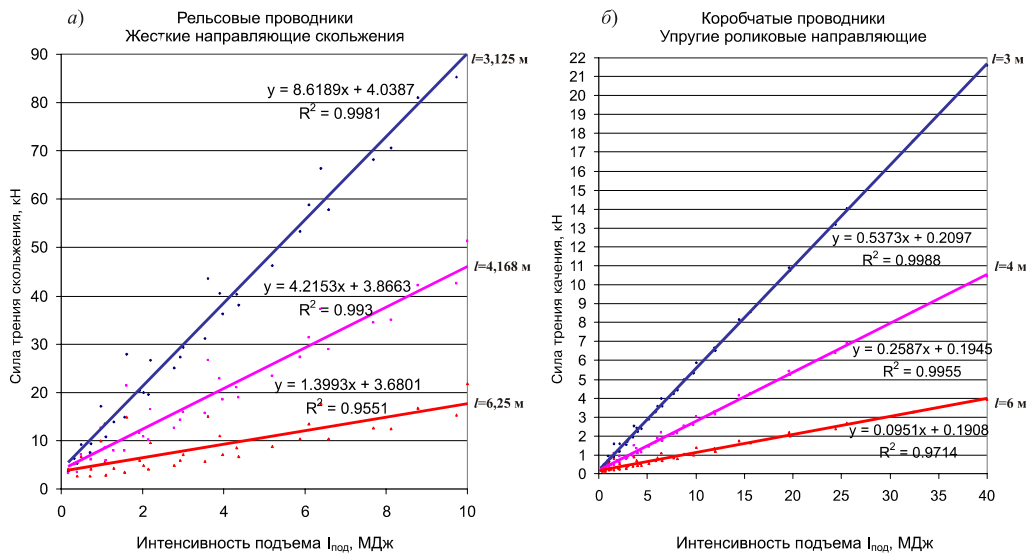
$$|N| = \sqrt{|N_л|^2 + |N_б|^2}. \quad (4)$$

Силы трения на проводник будут равны:

– для жестких направляющих (башмаков скольжения)

$$F_{тр.жк} = N \cdot \mu_{ск};$$

– для упругих направляющих (роликоопор)



**Рис. 2. Графики зависимости сил трения между направляющими устройствами и проводниками от интенсивности подъема: а – силы трения скольжения (для жестких лап); б – силы трения качения (для упругих роликовых направляющих)**

Таблица 1  
**Значения коэффициентов аппроксимации А и В**

Тип направляющих устройств	Профиль проводника	Шаг армировки, м	Коэффициенты аппроксимации уравнения (7)*		Коэффициент корреляции $R^2$
			А	В	
Жесткие лапы скольжения	Рельсовый	3,125	8,62	4,04	0,998
		4,168	4,22	3,87	0,993
		6,25	1,40	3,68	0,955
Упругие роликовые направляющие	Коробчатый	3	0,537	0,210	0,998
		4	0,259	0,195	0,996
		6	0,0951	0,191	0,971

*Примечание* \* – при выводе уравнения учитывались дополнительные нагрузки на армировку, при этом дополнительная нагрузка от кручения каната принималась для скипов до 30 т, как для одноканатного подъема, свыше 30 т – как для многоканатного

$$F_{\text{тр.кач}} = N \cdot \mu_{\text{кач}},$$

где  $\mu_{\text{ск}}$  – коэффициент трения скольжения, для пары материалов «сталь – сталь»  $\mu_{\text{ск}} = 0,4$ ;  $\mu_{\text{кач}}$  – коэффициент трения качения, в зависимости от материала футеровки роликоопор  $\mu_{\text{кач}} = 0,01-0,02$ .

С учетом уравнений (1) и (4) выражения для расчета сил трения, действующих на проводники, запишутся

$$F_{\text{тр.ск}} = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n P_{\text{л}_i}\right)^2 + \left(\sum_{i=1}^n P_{\text{б}_i}\right)^2} \mu_{\text{ск}}, \quad (5)$$

Таблица 2  
**Рекомендуемые области применения различных типов направляющих устройств**

Масса подъемного сосуда, т	Шаг армировки 3 (3,125 м)									
	Максимальная скорость движения подъемного сосуда, м/с									
	4	6	8	10	12	14	16	18	20	
10,9	Жесткие лапы									
20,3	скольжения			Упругие						
30			роликовые							
45				направляющие						
60,9										
100										
Масса подъемного сосуда, т	Шаг армировки 4 (4,168 м)									
	Максимальная скорость движения подъемного сосуда, м/с									
	4	6	8	10	12	14	16	18	20	
10,9	Жесткие лапы									
20,3	скольжения				Упругие					
30			роликовые							
45				направляющие						
60,9										
100										
Масса подъемного сосуда, т	Шаг армировки 6 (6,25 м)									
	Максимальная скорость движения подъемного сосуда, м/с									
	4	6	8	10	12	14	16	18	20	
10,9										
20,3	Жесткие лапы									
30							Упругие			
45	скольжения				роликовые					
60,9				направляющие						
100										

$$F_{\text{тр. кач}} = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n P_{\text{л}i}\right)^2 + \left(\sum_{i=1}^n P_{\text{б}i}\right)^2} \cdot \mu_{\text{кач}} \quad (6)$$

На основании формул (5) и (6) произведем расчет сил трения для

различных типов направляющих устройств, шагов армировки, типоразмеров и скоростей движения подъемных сосудов и построим графики зависимостей силы трения скольжения (качения) от интенсивности подъема для

различных шагов армировки (рис. 2, а, б).

Как следует из приведенных графиков, сила трения скольжения (качения) пропорциональна интенсивности подъема  $I_{\text{под}}$ , МДж, причем между этими величинами имеется корреляционная связь, очень близкая к линейной, т.е. зависимости  $F_{\text{тр.ск}} = f(I_{\text{под}})$  и  $F_{\text{тр.кач}} = f(I_{\text{под}})$  могут быть определены из выражений

$$F_{\text{тр.ск (тр.кач)}} = A I_{\text{под}} + B, \quad (7)$$

где  $A$  и  $B$  – коэффициенты аппроксимации, зависящие от шага армировки и типов проводников (типов направляющих устройств подъемных сосудов), принимаемые по табл. 1.

Проведенными исследованиями установлено, что при использовании в качестве направляющих подъемных сосудов жестких лап скольжения, из-за высокого коэффициента трения скольжения возникают существенные вертикальные нагрузки на армировку,

достигающие 40% от суммарных (нормативных эксплуатационных и дополнительных) горизонтальных нагрузок. Это существенно ограничивает область применения жестких лап скольжения, которая будет зависеть от шага армировки и интенсивности подъема.

Рекомендуемая область применения жестких лап скольжения и упругих роликовых направляющих приведена в табл. 2.

Использование упругих роликовых направляющих позволяет снизить вертикальную нагрузку на проводники в 15-20 раз (в зависимости от шага армировки, массы и скорости подъемного сосуда) за счет снижения силы трения, поэтому для высокоинтенсивных подъемов при шаге армировки 6 м, и практически для всех подъемов при шагах 3 или 4 м рекомендуется применение упругих роликовых направляющих.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Методика расчета жестких армировок вертикальных стволов шахт.* – ВНИИГМ им. М.М. Федорова. – Донецк, 1985. – 170 с.
2. *Пособие по проектированию и монтажу жесткой армировки вертикальных стволов шахт и рудников* (к СНиП II-94-80). Гос. ком. СССР по народн. образ., Моск. горн. ин-т / Под ред. И.В. Баклашова. – М.: Недра, 1989. – 160 с.
3. Прокопов А.Ю. Влияние аэродинамических сил на подъемные сосуды и жесткую армировку в стволах с высокой интенсивностью подъема // Горный информационно-аналитический бюллетень – М.: МГУ, 2006. – Тематическое прил. «Физика горных пород» – С. 309 – 316.
4. Прокопов А.Ю. Исследование нагрузок на армировку от действия кориолисовой силы инерции на подъемный сосуд в стволах с высокой интенсивностью подъема // Горный информационно-аналитический бюллетень – М.: МГУ, 2006. – Тематическое прил. «Физика горных пород» – С. 348 – 353.
5. Прокопов А.Ю. Влияние эксцентриситета загрузки скипов на формирование нагрузки на жесткую армировку в стволах с высокой интенсивностью подъема // Горный информационно-аналитический бюллетень – М.: МГУ, 2006. – Тематическое прил. «Физика горных пород» – С. 366 – 378.
6. Прокопов А.Ю., Басакевич С.В. Влияние интенсивности подъема на формирование дополнительной лобовой нагрузки на проводники, имеющие отклонение от вертикали // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. науки. – 2006. – Прил. №9. «Перспективы развития Восточного Донбасса» – С. 101-105.
7. Прокопов А.Ю., Курнаков В.А. Исследование влияния неточности стыков проводников на формирование ударной нагрузки при движении большегрузных скипов // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. науки. – 2006. – Прил. №9. «Перспективы развития Восточного Донбасса» – С. 106-110.

8. Страданченко С.Г., Прокопов А.Ю., Проколова М.В. Совершенствование методики расчета жесткой армировки на примере проектирования скипового ствола Узельгинского рудника Учалинского ГОКа:

Материалі міжнародної конференції «Форум гірників-2007». – Дніпропетровськ: Національний гірничий університет, 2007. – С. 182 – 187.

ГИАБ

### Коротко об авторах

Ягодкин Ф.И. – доктор технических наук, профессор, директор НТЦ «Наука и практика», профессор кафедры «Подземное, промышленное, гражданское строительство и строительные материалы» ШИ(ф) ЮРГТУ(НПИ) г. Шахты, Россия, nauprak@aanet.ru

Прокопов А.Ю. – кандидат технических наук, доцент, заместитель директора Шахтинского института Южно-Российского государственного технического университета по образовательной деятельности, докторант кафедры «Подземное, промышленное, гражданское строительство и строительные материалы», г. Шахты, Россия, prokopov72@rambler.ru



© И.И. Мартыненко, Н.О. Солюянов,  
В.С. Верещагин, 2010

УДК 622.023

**И.И. Мартыненко, Н.О. Солюянов, В.С. Верещагин**

## **К ВОПРОСУ ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ ЗААНКЕРОВАННЫХ ПОРОД КРОВЛИ ГОРНОЙ ВЫРАБОТКИ**

*Предложен алгоритм прогноза состояния заанкерowanych кровель горных выработок, базирующийся на использовании метода интегральной оценки устойчивости массива по конфигурации и глубине условных зон неупругих деформаций, статистической модели иерархического разрушения структуры и фрактальных особенностей деформирования пород. Особенностью подхода к решению данной задачи является учёт срезающих усилий в анкерах*

*Ключевые слова: кровля, выработка, анкерная крепь, устойчивость*

**Неделя горняка**

**О**ценка устойчивости заанкерowanej кровли горной выработки может осуществляться по известному критерию (1), сущность

которого заключается в сопоставлении максимальных напряжений в упругой модели массива с пределом прочности пород:

**Рис. 1. График фрактальной функции  $\tilde{g}$  изменения размеров блоков пород разрушенного контура заанкерванной кровли от её смещений**



$$k_{\sigma} \gamma H \leq \sigma_{\text{сж}}, \quad (1)$$

где  $k_{\sigma}$  – коэффициент концентрации напряжений;  $\gamma$  – объёмный вес пород, МН/м<sup>3</sup>;  $H$  – глубина заложения выработки, м;  $\sigma_{\text{сж}}$  – предел прочности пород на одноосное сжатие, МПа.

Для приближения идеальной упругой модели к реальной среде в формулу (1) вводятся дополнительные коэффициенты (структурного ослабления, длительной прочности, увлажнения пород и др.).

Указанный подход не лишён недостатков, поскольку разрушение пород в отдельных точках контура кровли выработки, как правило, не влечёт за собой потери устойчивости заанкерванной толщи в целом. Кроме того, он не учитывает влияние размеров поперечного сечения выработки, так как в упругой модели коэффициент концентрации напряжений определяется лишь формой выработки и начальным полем напряжений.

Более совершенным является предложенный проф. Н.С. Буллычёвым совместно с проф. Н.Н. Фотиевой метод интегральной оценки устойчивости пород по конфигурации и глубине условных зон неупругих деформаций (УЗНД) в массиве вокруг горных выработок [1]. В качестве УЗНД принята примыкающая к выработке область, в которой не выполняется условие Кулона-Мора, то есть

$$(\sigma_r - \sigma_{\theta})^2 + 4\tau_{r\theta}^2 \leq (\sigma_r + \sigma_{\theta} + 2C \operatorname{ctg} \varphi)^2 \sin^2 \varphi, \quad (2)$$

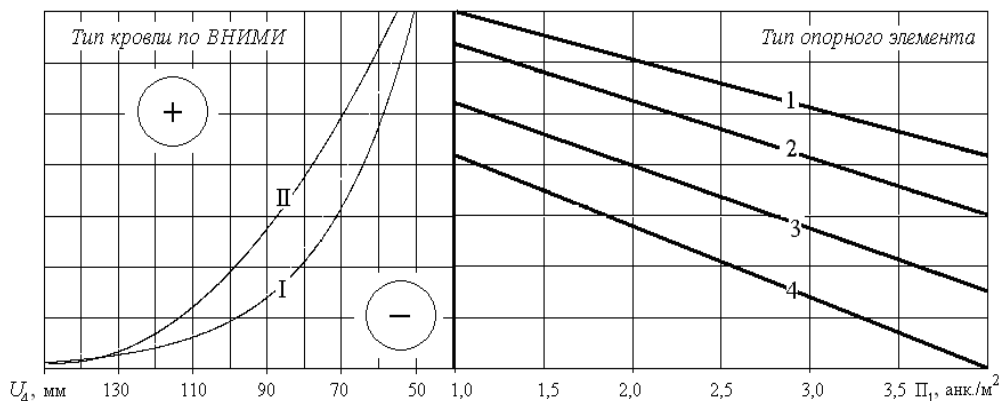
где  $\sigma_r$ ,  $\sigma_{\theta}$ ,  $\tau_{r\theta}$  – полные напряжения, МПа;  $\varphi$  – угол внутреннего трения пород, град.;  $C$  – коэффициент сцепления пород.

Данный метод является более полным, поскольку устойчивость массива в окрестности горной выработки характеризуется не сопротивлением пород одноосному сжатию, а общим условием, справедливым для плоского напряжённого состояния.

В работе [2] дано аналитическое представление напряжённого состояния вокруг горной выработки с учётом срезающих усилий в анкерах. Его использование позволяет уточнить расчёт глубины УЗНД в заанкерванной кровли горной выработки.

На основании известных формул для определения полных напряжений в армированном анкерами массиве вокруг горной выработки, приведённых, например, в работе [3], условие (2) принимает вид

$$\begin{aligned} & (\sigma_r^{(0)} + \sigma_r^{(1)} + \sigma_r^{(\Sigma)} - \sigma_{\theta}^{(0)} - \sigma_{\theta}^{(1)} - \sigma_{\theta}^{(\Sigma)})^2 + \\ & + 4(\tau_{r\theta}^{(0)} + \tau_{r\theta}^{(1)} + \tau_{r\theta}^{(\Sigma)})^2 \leq (\sigma_r^{(0)} + \sigma_r^{(1)} + \sigma_r^{(\Sigma)} + \\ & + \sigma_{\theta}^{(0)} + \sigma_{\theta}^{(1)} + \sigma_{\theta}^{(\Sigma)} + 2C \operatorname{ctg} \varphi)^2 \sin^2 \varphi. \end{aligned} \quad (3)$$



**Рис. 2. Номограмма для определения необходимости затяжки кровли сопряжения (камеры) с учётом типа применяемого опорного элемента анкерной крепи:** 1 – плоская металлическая опорная плитка размером в плане 150x150 мм; 2 – объёмная (полусферическая) металлическая плитка диаметром 300 мм; 3 – металлический полосовой подхват шириной 100 мм; 4 – верхняк В-300 (штрипс) шириной 280 мм

Таким образом, неравенство (3) позволяет установить глубину и конфигурацию зоны неупругих деформаций в кровле выработки произвольного поперечного сечения, закрепленной анкерами, с учетом срезающих усилий в них.

Заанкерованная кровля горной выработки может считаться устойчивой, если глубина УЗНД не превышает половины длины анкеров, а конструкция анкерной крепи обеспечивает удержание от обрушения разрушенных пород контура кровли. В остальных случаях оценка устойчивости заанкерованной кровли осуществляется на основании статистического исследования распространения разрушения пород от контура к границе УЗНД. Для этого применима фрактальная модель иерархического разрушения структуры С. Соллы [4].

Предполагается, что заанкерованная толща пород в целом устойчива при выполнении следующих основных условий:

1) вероятность разрушения пород убывает в направлении от контура

кровли вглубь массива к границе УЗНД (от низших уровней структуры к высшим);

2) вероятность разрушения слоя пород, расположенного первым ниже границы УЗНД (первого уровня структуры), практически равна нулю (допускается отклонение от нуля на величину погрешности вычислений);

3) глубина анкерования равна или превышает расстояние от контура кровли до неразрушающегося слоя пород в УЗНД;

4) конструкция анкерной крепи обеспечивает удержание разрушенных пород контура кровли.

Отметим, что четвертое условие определяет необходимость затяжки кровли в случае, если при принятых плотности установки анкеров, типе и размерах опорного элемента разрушенные породы могут обрушаться.

Все виды разрушений слоёв горных пород кровли подразделяются на два: блочное и кусковое. Блоками принято называть элементы призматической формы. Куски имеют различные неправильные формы.



Вид разрушений, длина и ширина блоков или кусков (в плоскости кровли) весьма значимы для прогноза характера их поведения при общем опускании кровли.

В зонах геологических нарушений, трещиноватых, слабых и выветренных пород разрушение контура кровли происходит узкими блоками («ремнями») или мелкими кусками, которые «подхватить» опорными элементами анкерной крепи, устанавливаемой с плотностью 1-2 анк./м<sup>2</sup>, практически невозможно. В таких условиях анкерование кровли следует производить с применением затяжки. Вне перечисленных зон при прочности пород не менее 50 МПа разрушение заанкерванной кровли происходит крупными блоками. Их размеры уменьшаются с ростом сме-

шений кровли горной выработки (рис. 1).

Интенсивность трещиноватости пород, их прочность, ориентация основных систем трещин относительно продольной оси горной выработки, строение её кровли составляют начальные условия, во многом определяющие характер фрактальной функции  $\tilde{g}$ . На её основе строится модель поведения блоков пород (удерживаются, обрушаются) разрушенного приконтурного слоя кровли в зависимости от параметров анкерной крепи. Критические показатели в модели вычисляются методом подобия с конечным масштабом. Численное экспериментирование позволяет определить необходимость затяжки кровли, например, для сопряжений горных выработок и камер шириной 8-12 м (рис. 2).


#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Булычёв Н.С., Фотиева Н.Н. Оценка устойчивости пород, окружающих горные выработки. – Шахтное строительство, 1977. – № 3. – С.14-18.

2. Мартыненко И.И., Солуянов Н.О., Верещагин В.С. Аналитическое представление напряжённого состояния массива в окрестности горной выработки с учётом срезающих усилий в анкерах: сб. науч. тр. / Шахтинский ин-т (филиал) ЮРГТУ (НПИ). –

Новочеркасск: УПЦ «Набла» ЮРГТУ (НПИ), 2007. – С. 97-101.

3. Завьялов Р.Ю. Теория и методы расчета анкерной крепи протяженных выработок. – Тула: ТулГУ, 2000. – 162 с.

4. Солла С. Разрушение нагруженных фрактальных деревьев // Фракталы в физике: Сб. науч. тр. / Сост. Л. Пьетронеро, Е. Тозатти. – М.: Наука, 1988. – С.255-259. 

#### Коротко об авторах

Мартыненко И.И. – кандидат технических наук, доцент по спец. 25.00.22 – «Геотехнология (подземная, открытая и строительная)», доцент кафедры «Подземное, промышленное, гражданское строительство и строительные материалы»,

Солуянов Н.О. – аспирант,

Верещагин В.С. – аспирант кафедры «Подземное, промышленное, гражданское строительство и строительные материалы», Шахтинский ин-т ЮРГТУ, siurgtu@siurgtu.ru

