

С.В. Сентябов**ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ
КОМБИНИРОВАННОГО КРЕПЛЕНИЯ СТЕВЛОВ**

Анкерное упрочнение изменяет картину распределения нормальных и тангенциальных напряжений в бетонной крепи. Монолитная бетонная крепь с установленными через нее анкерами контактного действия, связанными как самой крепью, так и с породным массивом, может рассматриваться как вариант комбинированной крепи. Анкерные стержни играют роль поперечной арматуры в бетоне, работают на растяжение, препятствуя радиальному деформированию крепи. Эффективность упрочнения монолитной бетонной крепи анкерами контактного действия зависит от свойств вмещающих пород и крепи. Она возрастает в слабых породах, при уменьшении модуля упругости и увеличении коэффициента Пуассона, однако достаточного научного обоснования данная технология не имеет.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние крепи стелов; бетонная крепь; астрофизические напряжения; анкерная крепь; деформации.

По своей геомеханической сути все способы и средства поддержания горных выработок сводятся к обеспечению такого напряженно-деформированного состояния естественного или искусственного (т.е. представленного крепью) контура выработки, которое удовлетворяло бы соответствующим прочностным критериям, определяемым из условия предельного состояния. Условие же предельного состояния, определяющее необходимую степень устойчивости выработки, задается исходя из соответствующих эксплуатационных требований.

С 2013 г. на Гайском подземном руднике ведется мониторинг за напряженно-деформированным состоянием крепи стелов. В стелу шахты «Клетевая», на отметках -830 м, -910 м, -990 м, -1070 м и -1390 м, были установлены станции для измерения деформаций на базе 1600 мм. На этих базах производились измерения изменения напряженно-деформированного состояния во времени с периодичностью раз в четыре месяца.

В результате длительного геодеформационного мониторинга за изменением напряженно-деформированного состояния в крепи стелы «Клетевой» было зафиксировано изменение напряженно-деформированного состояния на величину до -12 МПа на нижних горизонтах в горизонтальном (X) направлении, и на величину до -8 МПа в вертикальном (Z) направлении. Полученные данные согласуются с измерениями изменений астрофизических напряжений [1] в массиве проводимые лабораторией геодинамики и горного давления с 1998 г. Были установлены наблюдательные станции и измерения проводились 3–4 раза в год. В ходе анализа результатов натурных исследований было установлено явление периодического изменения НДС массива горных пород вследствие расширения и сжатия земной коры (Земли) с временным интервалом, в среднем, 11 лет. Принимая во внимание незначительность сейсмического воздействия взрывных работ, практически единственным фактором, влияющим на напряженное состояние бетонной крепи стелов, является изменение астрофизических напряжений во времени.

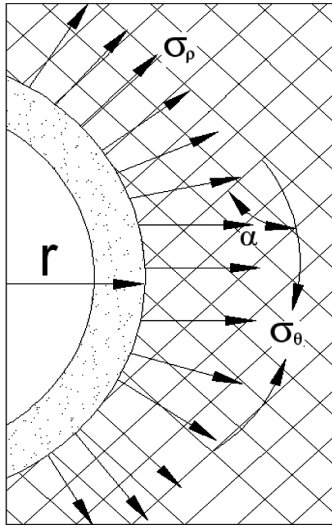


Рис. 1. Схема действия напряжений на контуре выработки

Определение исходных данных для выбора и расчета параметров и методов управления горным давлением заключается в следующем.

В соответствии с прогнозируемым трендом изменения астрофизических напряжений в 2015 г. их величины могут достигнуть -15 МПа при этом астрофизические напряжения $\sigma_{\text{АФ}}$ в бетонной крепи вертикальных стволов значительно увеличатся. Для этих условий определяем тангенциальные $\sigma_{\theta(k)}$ и радиальные $\sigma_{\rho(k)}$ напряжения в крепи по формулам (1) и (2), при условии: $E_n = 0,2 \cdot 10^5$; $\sigma_{\text{сж}} = 70$ МПа; $\varphi = 15$; $C = 18,2$ МПа.

$$\sigma_{\rho(k)} = \frac{A}{B} \text{ МПа} \quad (1)$$

$$\sigma_{\rho(k)} = \frac{-136,5 \cdot 10^{-5}}{42,5 \cdot 10^{-5}} = -3,2 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\theta(k)} = \frac{2\sigma_{\rho(k)}r_2^2}{(r_2^2 - r_1^2)} \text{ МПа} \quad (2)$$

$$\sigma_{\theta(k)} = \frac{2 \cdot (-3,2) \cdot 3,15^2}{3,15^2 - 2,75^2} = -16,9 \text{ МПа},$$

$$\text{где } A = \frac{2\sigma_{\text{АФ}}(1 - \mu_n^2)}{E_n} \quad B = \frac{1 + \mu_n}{E_n} + \frac{C}{E_B}$$

r_1 – радиус ствола в свету, м; r_2 – радиус ствола в черне, м; E_n – модуль упругости массива пород; μ – коэффициент Пуассона; $\sigma_{\text{АФ}}$ – астрофизические напряжения, МПа.

Считая что вопрос о коэффициенте концентрации напряжений на контуре стенок ствола от действия продольной силы σ_z решен с достаточной точностью, рассмотрим с точки зрения теории упругости, напряжения на контуре стенок ствола от действия в массиве природных напряжений.

Таким образом, для участка массива расчетный уровень первоначальных напряжений на основании 4-ой гипотезы формирования напряжений в массиве горных пород принимаем в соответствии со следующими формулами:

$$\sigma_x^{\Pi} = (\lambda\gamma H + \sigma_{xm}) + \sigma_{\text{АФ}} \quad (3)$$

$$\sigma_y^{\Pi} = (\lambda\gamma H + \sigma_{ym}) + \sigma_{\text{АФ}} \quad (4)$$

Рассмотрим, что на бесконечности действуют природные напряжения σ_x^{Π} и σ_y^{Π} , а изнутри на стенки ствола влияет подпор крепи $\sigma_{\rho(k)} = \sigma_x^I = \sigma_y^I$. При условии, что σ_x^{Π} и σ_x^I ; σ_y^{Π} и σ_y^I действуют по одной оси, можно получить уравнение по определению напряжений на контуре породного массива с крепью (рис. 1) от действия вышеуказанных напряжений [2].

$$\sigma_{\rho} = \frac{1}{2} \left[K_1 - \frac{r_1^2}{\rho^2} (K_1 - K_2) \right] + \frac{1}{2} \left[K_3 + K_4 \left(3 \frac{r_1^4}{\rho^4} - 4 \frac{r_1^2}{\rho^2} \right) \right] \cos 2\theta \quad (5)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} \left[K_1 + \frac{r_1^2}{\rho^2} (K_1 - K_2) \right] - \frac{1}{2} \left[K_3 + 3 \frac{r_1^4}{\rho^4} K_4 \right] \cos 2\theta \quad (6)$$

где $K_1 = \sigma_x^{\Pi} + \sigma_y^{\Pi}$; $K_2 = \sigma_x^I + \sigma_y^I$; $K_3 = \sigma_x^{\Pi} - \sigma_y^{\Pi}$; $K_4 = (\sigma_x^{\Pi} - \sigma_y^{\Pi}) - (\sigma_x^I - \sigma_y^I)$.

Напряжения действующие на контуре выработки при условии, что $r = \rho = 3,15$ м, $\sigma_x^{\Pi} = -25$ МПа; $\sigma_y^{\Pi} = -19$ МПа; $\sigma_{\rho(K)} = \sigma_x^I = \sigma_y^I = -3,2$ МПа составят: при $\theta = 0^\circ$; $\cos 2\theta = 1$

$$\sigma_{\rho} = \frac{1}{2} \left[-44 - \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 6,4) \right] + \frac{1}{2} \left[-6 - 6 \left(3 \frac{3,15^2}{3,15^2} - 4 \frac{3,15^2}{3,15^2} \right) \right] \cdot 1 = -3,2 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} \left[-44 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 6,4) \right] - \frac{1}{2} \left[-6 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 6 \right] \cdot 1 = -28,8 \text{ МПа.}$$

при $\theta = 90^\circ$; $\cos 2\theta = -1$

$$\sigma_{\rho} = \frac{1}{2} \left[-44 - \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 6,4) \right] + \frac{1}{2} \left[-6 - 6 \left(3 \frac{3,15^2}{3,15^2} - 4 \frac{3,15^2}{3,15^2} \right) \right] \cdot -1 = -3,2 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} \left[-44 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 6,4) \right] - \frac{1}{2} \left[-6 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 6 \right] \cdot -1 = -52,8 \text{ МПа.}$$

Согласно условия устойчивости, срезающие усилия должны быть меньше удерживающих.

$$\frac{\sigma_{\theta} - \sigma_{\rho}}{2} \sin 2\alpha \leq C + \operatorname{tg} \varphi (\sigma_{\theta} \cdot \sin^2 \alpha + \sigma_{\rho} \cos^2 \alpha), \quad (7)$$

где C и φ – соответственно, сцепление и угол междублокового трения рассматриваемого объема массива, численно равные значениям сцепления и угла внутреннего трения породы, получаемым при лабораторных испытаниях образцов, МПа и град [3].

$$C = \frac{\sigma_{сж}}{2} \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (8)$$

где $\sigma_{сж}$ – предел прочности на сжатие массива горных пород.

В данных условиях работы бетонной крепи, условие устойчивости не будет выполняться.

$$\frac{-52,8 - (-3,2)}{2} \sin 2\alpha \geq 18,2 + \operatorname{tg} 15^\circ (-52,8 \cdot \sin^2 40^\circ - 3,2 \cdot \cos^2 40^\circ)$$

После исчерпания резервов несущей способности бетонной крепи, в качестве решения по повышению несущей способности крепи может рассматриваться установка анкеров.

При натяжении установленных анкеров, возникающие усилия через элементы крепи передаются на массив, что повышает трение на контактах породных слоев, ограничивает их перемещение, перераспределяя нагрузки на боковые породы за счет повышения эффекта арочности или запираания. За счет этого обеспечивается рациональный режим податливости системы крепь – массив и повышение ее несущей способности.

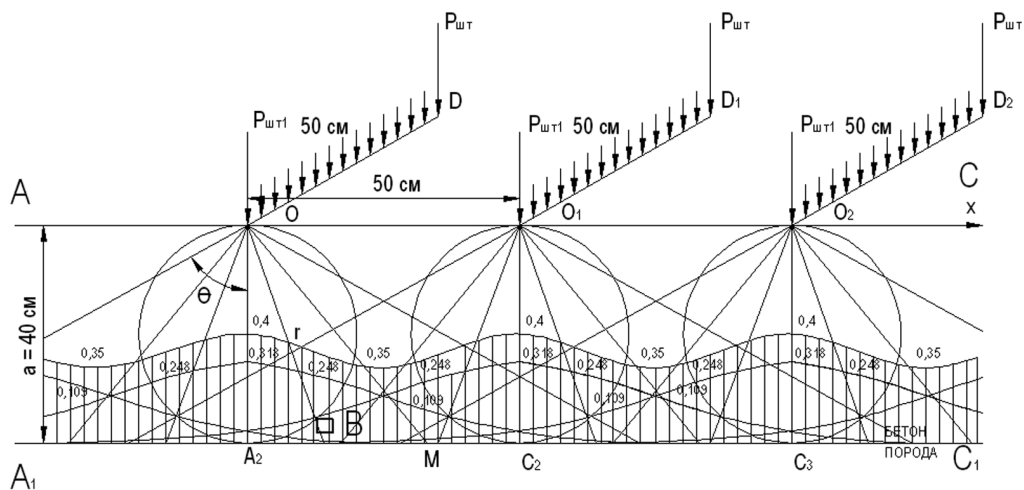


Рис. 2. Графическое распределение напряжений σ_y вдоль плоскости A_1C_1

В то же время необходимо отметить, что в существующих методиках расчета анкерной крепи вертикальных стволов [4, 5, 6, 7, 8] и др., анкера рассматриваются только как элемент упрочнения массива.

В месте с тем в работе [9, 10] описан опыт установки анкерной крепи через возведенную основную крепь при реконструкции стволов, упрочнении наиболее сложных участков выработок и в других случаях.

Помимо эффекта упрочнения окружающего массива в этом случае сама монолитная бетонная крепь с установленными через нее анкерами контактного действия, связанными как с самой крепью, так и с породным массивом, может рассматриваться как вариант комбинированной крепи, в которой анкера выполняют функцию поперечной арматуры в бетоне, однако достаточного научного обоснования данная технология не имеет.

Рассмотрим сосредоточенную силу $P_{шт}$, приложенную к бесконечно большой границе AC. Распределение нагрузки по толщине бетонной крепи является однородным, как показано на рис. 2. Толщина крепи принимается равной единице, так что P – нагрузка на единицу толщины крепи.

Распределение напряжений зависит от сил, действующих на всей замкнутой границе, например $AC A_1C_1$, а не только от условий AC. Это справедливо и тогда, когда граница $AC A_1C_1$ уходит на бесконечность. Данная задача решается простым радиальным распределением напряжений. Любой элемент B расположенный на расстоянии r от точки приложения силы, подвергается простому сжатию в радиальном направлении.

Рассмотрим плоскость A_1C_1 , находящуюся на расстоянии «а» от края крепи.

Если $P_{шт}$ распределить по линии OD, то средняя нагрузка P_{cp} по линии составит на ширине 1 см.

$$P_{cp} = \frac{P_{шт}}{100_{cm} \cdot 1_{cm}} \quad (9)$$

где $P_{шт}$ – сосредоточенная вертикальная сила.

Для большинства конструктивных параметров сталеполимерных и железобетонных анкеров, применяемых в настоящее время на рудниках, в качестве

критического фактора, определяющего сдерживающее влияние анкера, как правило, выступает прочность арматурного стержня на разрыв.

Для арматурных стержней периодического профиля диаметром 16 мм с площадью поперечного сечения $S = 0,0002 \text{ м}^2$, изготовленных из стали А-III с пределом текучести $[\sigma_{\text{ст}}] = 500 \text{ МПа}$, сдерживающее усилие каждого анкера составит: $P_{\text{кр}} \text{ кг/см}^2 = 0,01$, $P_{\text{шт}} \text{ кг/см}^2 = 0,001P_{\text{шт}}$, МПа.

Если $P_{\text{шт}} = 10\,000 \text{ кг}$, то $P_{\text{кр}} = 10 \text{ МПа}$.

Принимаем анкера несущей способностью 10 т, мощность крепи $a = 40 \text{ см}$, а сетка анкерования $1,0 \times 1,0 \text{ м}$ при $P_{\text{кр}} = 10 \text{ МПа} = 100 \text{ кг/см}^2$.

Реакция противодействия крепи, действующие по периметру контура выработки увеличивает отпор поддерживающей крепи на следующие значения:

$$\sigma_y = \frac{2P_{\text{кр}}}{\pi \cdot a} \cos^4 \theta \quad (10)$$

На рис. 2 представлено графическое распределение напряжений вдоль плоскости A_1C_1 при $\theta = 0^\circ; 20^\circ; 40^\circ; 60^\circ$.

$$\sigma_{y0^\circ} = \frac{2 \cdot 200}{3,14 \cdot 40} \cos^4 0^\circ = -3,18 \text{ кг/см}^2 = -0,318 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{y20^\circ} = \frac{2 \cdot 200}{3,14 \cdot 40} \cos^4 20^\circ = -2,48 \text{ кг/см}^2 = -0,248 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{y40^\circ} = \frac{2 \cdot 200}{3,14 \cdot 40} \cos^4 40^\circ = -1,09 \text{ кг/см}^2 = -0,109 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{y60^\circ} = \frac{2 \cdot 200}{3,14 \cdot 40} \cos^4 60^\circ = -0,2 \text{ кг/см}^2 = -0,02 \text{ МПа}$$

В точке приложения нагрузки напряжения теоретически неограниченно велико, поскольку конечная сила в этой точке действует на бесконечно малой площади [11]. В действительности нагрузка распределяется по площадке хотя и малой, но конечной ширины. Уравнение теории упругости в этом случае можно применить к остальной части крепи.

Подставив эти данные в выражение (1), получаем новые значения, увеличенные за счет анкерования.

Подставляем полученные данные с учетом подпора крепи условия устойчивости будет выполнено.

$$\frac{-52,4 - (-3,6)}{2} \sin 2\alpha \leq 18,2 + \operatorname{tg} 15^\circ (-52,4 \cdot \sin^2 40^\circ - 3,6 \cdot \cos^2 40^\circ)$$

В результате исследований проведенных в работе в случае увеличения астрофизических напряжений до уровня превышающих предел прочности бетонной крепи потребуются разработку конструктивных решений по повышению несущей способности монолитной бетонной крепи. Отмечается перспективность применения в вертикальных стволах в сочетании с основным видом крепи анкеров различной конструкции, при выполнении в стволах ремонтных работ, позволивших восстановить нарушенные участки выработок и обеспечить в дальнейшем их безаварийную эксплуатацию.

Кроме того, в рассматриваемых условиях, массив за счет эффекта «армирования» или «сшивки» породных слоев анкера способны повышать «первона-

чальный» предел прочности приконтурного массива, даже при традиционно применяемых сетках анкерования: 0,5 x 0,5 м и более.

Выводы

1. Анкерное упрочнение изменяет картину распределения нормальных и тангенциальных напряжений в бетонной крепи. В результате исследований было установлено, что эффективность анкерного упрочнения монолитной бетонной крепи и окружающего массива зависит от свойств вмещающих пород и крепи. Она возрастает в слабых породах, при уменьшении модуля упругости и увеличении коэффициента Пуассона.

2. Установка анкеров контактного типа через возведенную ранее монолитную бетонную крепь позволяет обеспечить снижение тангенциальных напряжений в бетоне, развивающихся в процессе взаимодействия системы «крепь – порода».

3. В целом проведенный анализ показал, что в качестве перспективного направления совершенствования технологии укрепления вертикальных стволов можно выделить переход на монолитные бетонные крепи упрочненные анкерами. В то же время в шахтном строительстве возможности применения метода анкерного упрочнения весьма ограничено, он мало исследован и нуждается в дальнейшем совершенствовании. Перспективным является переход на комбинированное анкерно-бетонное крепление, однако для более широкого внедрения этой технологии необходимо дальнейшее изучение процессов совместного взаимодействия системы «монолитная бетонная крепь – анкера – породный массив» и адаптация технологии установки анкеров через монолитную бетонную крепь.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Зубков А.В. Горнотехнические условия отработки колчеданных месторождений / Уральский горнопромышленный форум: V: Колчеданные месторождения – геология, поиски, добыча и переработка руд. Материалы Всероссийской научной конференции. Чтения памяти С.Н. Иванова. – Екатеринбург: УрО РАН, Институт геологии и геохимии УрО РАН, 2013. – С. 60–62.
2. Боликов В.Е. Исследование напряженно-деформированного состояния массива пород и крепи клетового ствола ш. «Центральная» Донского ГОКа. Отчет о НИР. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 1994. – 31 с.
3. Протодяконов М.М., Тедер Р.И., Ильницкая О.П. и др. Распределение и корреляция показателей физических свойств горных пород. – М.: Недра, 1981. – 190 с.
4. Инструкция по расчету и применению облегченных видов крепей с анкерами в вертикальных стволах. – Харьков: ВНИИОМШС, 1990. – 75 с.
5. Козел А.М., Быкова О.Г. Расчет анкерной крепи в вертикальных шахтных стволах / Методы изучения и способы управления горным давлением в подземных выработках. – Л: 1987. – С. 48–51.
6. Кравченко Г.И. Облегченные крепи вертикальных выработок. – М.: Недра, 1974. – 208 с.
7. Левит В.В. Геомеханические основы разработки и выбора комбинированных способов крепления вертикальных стволов в структурно неоднородных породах: Автореф. докт. техн. наук. – Днепропетровск, 1999. – 36 с.
8. Фотиева Н.Н., Саммаль А.С. и др. Определение области применения набрызгбетонной крепи стволов в сочетании с анкерами // Шахтное и подземное строительство. – 1988. – № 3. – С. 9–11.
9. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи. ВНИМИ, ВНИИОМШС Минуглепрома СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 272 с.
10. Плешко М.С., Армейсков В.Н. Исследование различных способов анкерного упрочнения монолитной бетонной крепи вертикальных стволов на численных моделях // Проблемы подземного строительства и направления развития тампонажа и закрепления горных пород:

Материалы научно-практической конференции – Луганск: Изд-во Восточнoукраинского национального университета им. В. Даля, 2006. – С. 206 –211.

11. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости, перев. с англ. – М.: Наука, 1975. – 575 с. **ПІАБ**

КОРОТКО ОБ АВТОРЕ

Сентябов Сергей Васильевич – младший научный сотрудник, e-mail:sentyabov1989@mail.ru, Институт горного дела УрО РАН.

UDC 622.833.5

PERFORMANCE EVALUATION OF COMBINED FIXING THE MINE

Sentyabov S.V., Junior Researcher, e-mail: sentyabov1989@mail.ru, Institute of Mining of Ural Branch of Russian Academy of Sciences, Ekaterinburg, Russia.

Anchor hardening changes the picture of the distribution of normal and tangential stresses in the concrete lining. Monolithic concrete lining with established through it anchors contact action related as the most brave, and with the rock mass can be considered as a variant of the combined lining. Anchor rods act as shear reinforcement in concrete, tensile, preventing radial deformation lining. Strengthening the effectiveness of monolithic concrete lining anchors contact action depends on the properties of host rocks and lining. It grows in weak rocks, with a decrease in the elastic modulus and Poisson's ratio increase, but sufficient scientific evidence, this technology has not.

Key words: stress-strain state lining trunks; concrete lining; astrophysical stresses; anchoring mine shafts; strains.

REFERENCES

1. Zubkov A.V. *Ural'skii gornopromyshlennyi forum. V: Kolchedannye mestorozhdeniya geologiya, poiski, dobycha i pererabotka rud. Materialy Vserossiiskoi nauchnoi konferentsii. Chteniya pamyati S.N. Ivanova* (Ural mining forum. V: Pyrite deposits – geology, exploration, mining and ore processing: Proc. scientific. Conf. Memory read S.N. Ivanov), Ekaterinburg, UrO RAN, Institut geologii i geokhimii UrO RAN, 2013, pp. 60–62.
2. Bolikov V.E. *Issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya massiva porod i krepki kletevogo stvola sh. «Tsentral'naya» Donskogo GOKa. Otchet o NIR* (Investigation of the stress-strain state of the rocks and lining the cage shaft w. «Central». Research report), Ekaterinburg, IGD UrO RAN, 1994, 31 p.
3. Protod'yakonov M.M., Teder R.I., Il'nitskaya O.P. *Raspredelenie i korrelyatsiya pokazatelei fizicheskikh svoystv gornykh porod* (Distribution and correlation of indicators of physical properties of rocks), Moscow, Nedra, 1981, 190 p.
4. *Instruktsiya po raschetu i primeneniyu oblegchennykh vidov krepki s ankerami v vertikal'nykh stvolakh* (Instructions for calculation and application of lightweight kinds of supports with anchors in vertical shafts), Khar'kov, VNIOMShS, 1990, 75 p.
5. Kozel A.M., Bykova O.G. *Metody izucheniya i sposoby upravleniya gornym davleniem v podzemnykh vyrabotkakh* (Methods of studying and how to rock pressure control in underground mines), Leningrad, 1987, pp. 48–51.
6. Kravchenko G.I. *Oblegchennyye krepki vertikal'nykh vyrabotok* (Lightweight lining vertical workings), Moscow, Nedra, 1974, 208 p.
7. Levit V.V. *Geomekhanicheskoe osnovy razrabotki i vybora kombinirovannykh sposobov krepki vertikal'nykh stvolov v strukturno neodnorodnykh porodakh* (Geomechanical basis for the development and selection of combined methods of fastening vertical shafts in structurally inhomogeneous rocks), Doctor's thesis, Dnepropetrovsk, 1999, 36 p.
8. Fotieva H.H., Sammal' A.C. *Shakhtnoe i podzemnoe stroitel'stvo*. 1988, no 3, pp. 9–11.
9. *Rukovodstvo po proektirovaniyu podzemnykh gornykh vyrabotok i raschetu krepki*. VNIMI, VNIOMShS Minugleproma SSSR (Design Guide underground mine workings and the calculation of lining. VNIMI VNIOMSHS Ministry of Coal Industry of the USSR), Moscow, Stroiizdat, 1983, 272 p.
10. Pleshko M.S., Armeyskov V.N. *Problemy podzemnogo stroitel'stva i napravleniya razvitiya tamponazha i zakrepleniya gornykh porod. Materialy nauchno-prakticheskoi konferentsii* (Problems of underground construction and direction of plugging and secure the rocks: Proceedings of the conference), Lugansk, Izd-vo Vostochnoukrainskogo natsionalnogo universiteta im. V. Dalia, 2006, pp. 206 –211.
11. Timoshenko S.P., Gud'er Dzh. *Teoriya uprugosti*, per. s angl. (Elasticity theory, English–Russian translation), Moscow, Nauka, 1975, 575 p.