

УДК 622.023.23:539.4

Антонов Владимир Александрович
главный научный сотрудник,
доктор технических наук,
Институт горного дела УрО РАН,
620075, г. Екатеринбург,
ул. Мамина-Сибиряка, 58
e-mail: Antonov@igduran.ru

ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ ПРОЧНОСТИ ОБРАЗЦОВ И МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД

Аннотация:

Дано математическое описание и выявлены закономерности определения и изменения прочности образцов горной породы и горного массива. Основой для определений является создание паспорта их прочности по приведенной методике, а также его динамичное применение в сравнениях с образующимися по кругам Мора касательными напряжениями горных пород в зонах деструкции массива. Их прочность определяется с учетом напряжения бокового распора в массиве и коэффициента его структурного ослабления, рассчитываемого по экспоненциальной зависимости от интенсивности наблюдаемой трещиноватости. Для распознавания отмеченных зон введено новое понятие о коэффициенте предельного бокового распора горных пород и установлена его аналитическая связь с коэффициентом структурного ослабления массива и гравитационным давлением. По соотношению принятого и предельного бокового распора сформулирован критерий устойчивости горных пород массива. На примере расчета прочности и устойчивости алевролитового массива показано, что по данному критерию при имеющемся боковом распоре определяются минимально допустимые значения коэффициента структурного ослабления внутри массива и на его вертикальной стенке. Определяются также угловые направления касательного напряжения, сдерживающего разрушение горной породы в зоне ее деструкции. При запредельном снижении коэффициента структурного ослабления массива образуется угловой интервал в направлениях касательного напряжения, в пределах которого горная порода в зоне деструкции разрушается. По приведенным закономерностям определяется и прогнозируется прочностное состояние пород горного массива, включая предупреждения о возможных обрушениях в виде горных ударов.

Ключевые слова: прочность горной породы, паспорт прочности, круг Мора, боковой распор, коэффициент структурного ослабления.

DOI: 10.25635/2313-1586.2024.04.031

Antonov Vladimir A.
Chief Researcher,
Doctor of Engineering Sciences,
Institute of Mining UB RAS,
620075 Ekaterinburg,
58 Mamina-Sibiryaka Str.
e-mail: Antonov@igduran.ru

PATTERNS OF CHANGES IN THE STRENGTH OF SAMPLES AND OF ROCK MASS

Abstract:

A mathematical description is given and the regularities of determination and change of strength of rock samples and rock mass are revealed. The basis for determinations is the creation of a passport of their strength according to the given method, as well as its dynamic application in comparisons with tangential stresses of rocks in the zones of massif destruction formed according to Mohr's circles. Their strength is determined taking into account the lateral thrust stress in the massif and the coefficient of its structural weakening, calculated according to the exponential dependence on the intensity of the observed cracking. To recognize the noted zones, a new concept of the coefficient of ultimate lateral thrust of rocks is introduced and its analytical connection with the coefficient of structural weakening of the massif and gravitational pressure is established. According to the ratio of the accepted and ultimate lateral thrust, the criterion of stability of rocks of the massif is formulated. Using the example of calculating the strength and stability of a siltstone massif, it is shown that the minimum permissible values of the structural weakening coefficient inside the massif and on its vertical wall are determined by this criterion for a given lateral thrust. The angular directions of the shear stress restraining the destruction of the rock in the zone of its destruction are also determined. With an extreme decrease in the structural weakening coefficient of the massif, an angular interval of shear stress directions is formed, within which the rock in the destruction zone is destroyed. The strength state of the rocks of the massif are determined and predicted according to the given regularities, including warnings about possible collapses in the form of rock bursts.

Key words: rock strength, strength certificate, Mohr circle, lateral thrust, structural weakening coefficient.

Введение

Оценка прочности и устойчивости горного массива, вмещающего и ограничивающего техногенные выработки, является важной проблемой обеспечения безопасной добычи минерального сырья. Ее решение состоит в определении граничных горно-механических условий, по которым на разной глубине массива прогнозируются и выделяются зоны трещиноватой деструкции с запредельным напряженным состоянием, приводящим к разрушению горной породы и техногенной инфраструктуры.

Основные положения данной проблемы изложены в изданиях [1 – 4], где аспекты формирования напряженно-деформированного состояния горного массива применяются в условиях приконтурных зон горных выработок разной конфигурации. Суждение о предельной устойчивости массива в этих зонах дается в сравнениях гравитационного давления в них с касательными напряжениями в трещинах, сдерживающими разрушение горной породы. В исследовании [5] показано наиболее детально, что касательные напряжения в зонах деструкции горного массива рассчитываются по предложенной формуле паспорта его прочности с учетом образованной трещиноватости. Однако этого недостаточно для определения зон разрушения массива, поскольку не учитывается сдерживающее влияние бокового распора и его связь с деструкцией массива. По этой же причине не обоснована оценка, как, например, в работе [6], устойчивости горного массива по соотношению гравитационного давления с прочностью его образцов, определенной при одноосном сжатии. Таким образом, результаты отмеченных исследований не дают связного представления о критерии, по которому следует выделять зоны горного массива с запредельными параметрами механического напряжения и структурного ослабления, при которых происходит разрушение горной породы.

Главной причиной разрушения при определенном механическом напряжении в отдельных зонах массива является снижение его прочности из-за разуплотнения в трещинах и полостях. Это приводит к структурному ослаблению массива и росту реактивного, т.е. гравитационно-зависимого бокового распора. Поэтому исследование их связей представляется важным и необходимым. В данной статье в плане восполнения отмеченных недостатков рассмотрены закономерности изменения прочности образцов горной породы и горного массива, отображаемые в их паспорте с учетом влияния бокового распора и коэффициента структурного ослабления, позволяющие по установленному критерию выявлять зоны возможного разрушения массива на разной его глубине.

Расчет паспорта прочности горных пород

Необходимую информацию о предельных напряжениях, сдерживающих разрушение горной породы, получают в паспорте ее прочности, построенном по соответствующей теории Мора [7] с использованием результатов лабораторных испытаний представительных образцов горных пород на прочность, проведенных при их растяжении, одноосном и объемном сжатии.

В работе [8] показано, что прочность образцов горной породы по мере возрастания бокового давления увеличивается в меньшей степени. В связи с этим график паспорта, выражающий зависимость сдерживающего касательного напряжения τ , возникающего на площадке скольжения сдвигающихся горных пород, от нормально ориентированного к ней напряжения, становится криволинейно вогнутым и описывается математическим функционально-степенным соотношением

$$\tau = A(\sigma + \sigma_p)^\mu, \quad (1)$$

где A – масштабный коэффициент паспорта; σ_p – прочность горной породы на растяжение; σ – нормальное напряжение; μ – показатель степени, определяемый в области, приближенной к значению $\mu=0,5$. Коэффициент A и показатель μ взаимосвязаны при их расчете методом наименьших квадратов в отклонениях паспорта от экспериментальных значений прочности образцов горной породы.

В разных интервалах аргумента $\sigma_p < \sigma < 0$ или $\sigma > 0$ происходит, соответственно, растяжение или сжатие горной породы. Обобщенный вид графика паспорта и встроеного в него предельного круга Мора показан на рис 1.

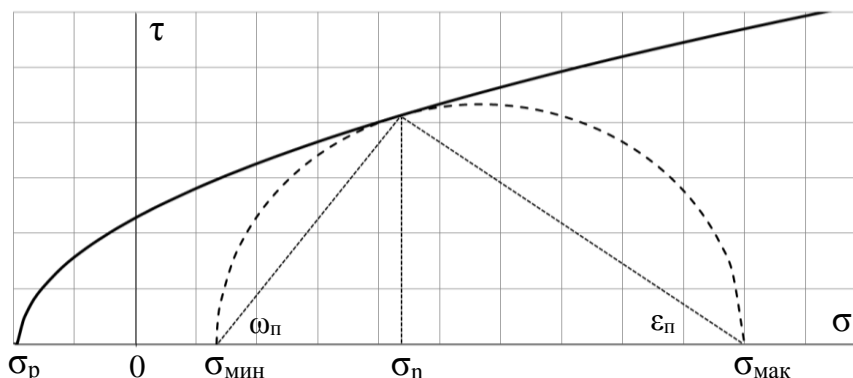


Рис. 1. График паспорта прочности горных пород

Главные напряжения (максимальное σ_{\max} и минимальное σ_{\min}), определенные по встроеному кругу Мора при заданном нормальном напряжении σ_n , связаны между собой. В этой связи так же однозначно определяются предельные углы наклона ϵ_p и ω_p направлений максимального касательного напряжения, сдерживающего разрушение горной породы, к направлениям осей соответствующих главных напряжений σ_{\max} и σ_{\min} . С учетом аналитического выражения функционально-степенного паспорта главные напряжения рассчитываются по следующим формулам:

$$\sigma_{\max} = \sigma_n + \mu A^2 (\sigma_n + \sigma_p)^{2\mu-1} \left[1 + \sqrt{1 + \langle A\mu(\sigma_n + \sigma_p)^{\mu-1} \rangle^{-2}} \right]; \quad (2)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_n + \mu A^2 (\sigma_n + \sigma_p)^{2\mu-1} \left[1 - \sqrt{1 + \langle A\mu(\sigma_n + \sigma_p)^{\mu-1} \rangle^{-2}} \right]. \quad (3)$$

Отметим важное свойство приведенного выражения паспорта. При увеличении показателя степени ($\mu > 0,5$) или его спаде ($\mu < 0,5$) масштабный коэффициент паспорта A , соответственно, уменьшается или возрастает. При этом положение графика паспорта изменяется незначительно. Поэтому примем показатель $\mu = 0,5$ и в полученном паспорте

$$\tau = A\sqrt{\sigma + \sigma_p} \quad (4)$$

определим коэффициент A по связи главных напряжений σ_{\max} и σ_{\min} . С учетом принятого показателя их выражения (2), (3) упрощаются:

$$\sigma_{\max} = \sigma_n + \frac{A^2}{2} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4(\sigma_n + \sigma_p)}{A^2}} \right], \quad (5)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_n + \frac{A^2}{2} \left[1 - \sqrt{1 + \frac{4(\sigma_n + \sigma_p)}{A^2}} \right]. \quad (6)$$

Исключая из приведенной системы уравнений нормальное напряжение σ_n , получаем выражение зависимости σ_{\min} от σ_{\max} :

$$\sigma_{\min} = \sigma_{\max} - A(2\sqrt{\sigma_{\max} + \sigma_p} - A), \quad (7)$$

где $\sigma_{\max} > 0$, а σ_{\min} изменяется в ограниченном интервале $-\sigma_p < \sigma_{\min} < \sigma_{\max}$.

В частности, по данным экспериментальных измерений прочности образцов горной породы при одноосном сжатии $\sigma_{сж}$ принимаем равенство $\sigma_{\max} = \sigma_{сж}$, выполняемое при условии $\sigma_{\min} = 0$. С учетом таких условий получаем из (7) формулу расчета масштабного коэффициента A :

$$A = \sqrt{\sigma_{сж} + \sigma_p} - \sqrt{\sigma_p}. \quad (8)$$

Его размерность выражается соотношением $\text{кг}^{1/2}\text{м}^{-1/2}/\text{с}$. Теперь математическое выражение паспорта представляется в следующем виде:

$$\tau = (\sqrt{\sigma_{сж} + \sigma_p} - \sqrt{\sigma_p})\sqrt{\sigma + \sigma_p}.$$

Приведенный вывод формулы паспорта означает, что для получения аналитического выражения его криволинейно-вогнутого графика не обязательно проводить измерения прочности образцов горной породы при объемном сжатии. Достаточно измерений прочности при их одноосном растяжении и сжатии. Большинство горных пород обладают прочностью, не превышающей соответствующих значений 15 и 100 МПа. График изменения в таких условиях квадрата масштабного коэффициента A^2 показан на рис. 2.

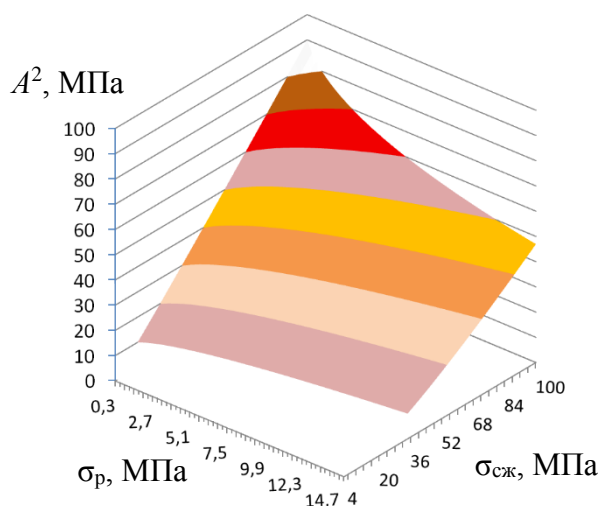


Рис. 2. График изменения масштабного коэффициента паспорта

Его значения в большей степени зависят от прочности горной породы при сжатии. Квадрат коэффициента не превышает 80 МПа.

Предельная прочность массива горных пород

Прочность горной породы в массиве становится меньше отмеченных паспортных значений из-за наличия его блочной деструкции и зон разуплотнения. Их образование и развитие связано с влиянием многих факторов (анизотропия, пористость, обводненность и т. д.). Однако основным и главным из них является развитие трещиноватости горного массива и образование техногенных полостей горных выработок. По сети трещин и полостям образуются зоны его ослабления, в которых при определенном механическом напряжении происходит разрушение горной породы.

Снижение паспортной прочности горных пород оценивается коэффициентом структурного ослабления k_c . Согласно табличным и графическим представлениям [9 - 11] он выпукло уменьшается в связи с ростом интенсивности трещиноватости I_T

(количества трещин на интервале 1 м горного массива). По этим данным сформулирована следующая экспоненциальная зависимость его изменения:

$$k_c = k_{c0} e^{-\frac{I_T}{4,5}},$$

где $k_{c0}=1$ – единичное значение коэффициента структурного ослабления, принимаемое при отсутствии трещин ($I_T=0$). График зависимости коэффициента структурного ослабления от интенсивности трещиноватости показан на рис. 3.

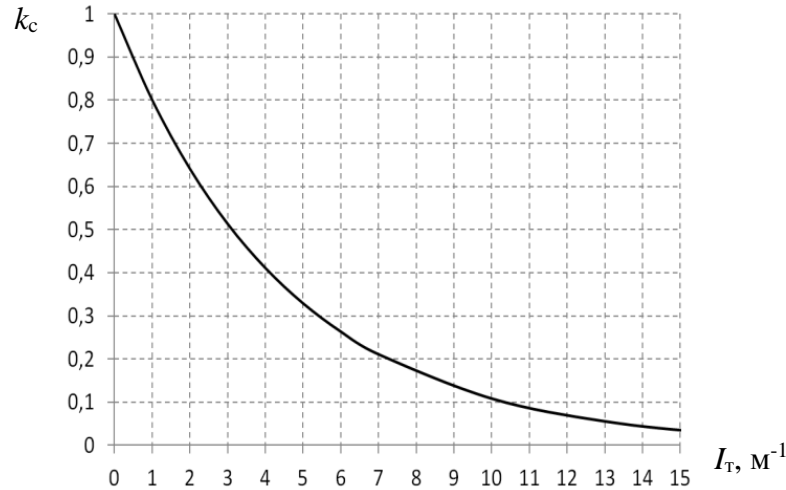


Рис. 3. График зависимости коэффициента структурного ослабления от интенсивности трещиноватости

Касательное напряжение, противодействующее сдвигению и разрушению горной породы на площадках трещиноватости и деструктивного разуплотнения горного массива, выражается по паспорту его прочности τ_m , который представляется скорректированным паспортом прочности образцов горных пород (4) с учетом структурного ослабления:

$$\tau_m = Ak_c \sqrt{\sigma + k_c \sigma_p}. \tag{9}$$

Графики касательного напряжения в горном массиве τ_m , проведенные при разных значениях коэффициента структурного ослабления, показаны на рис. 4.

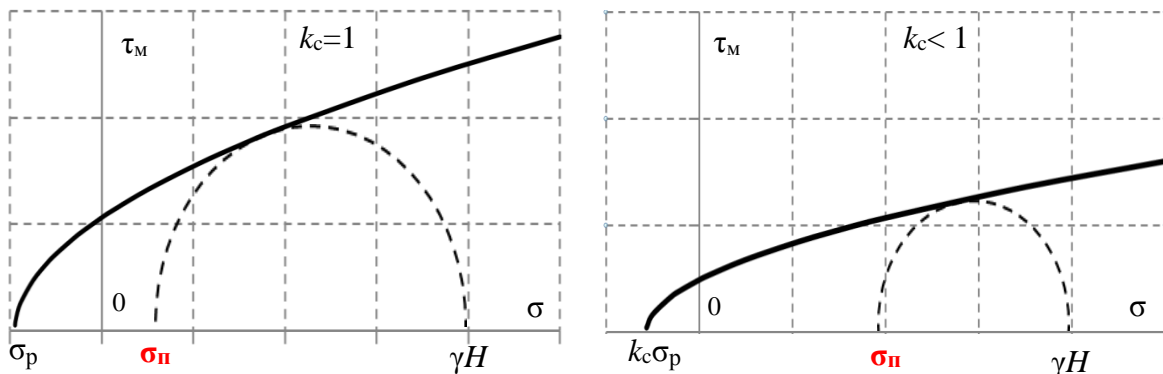


Рис. 4. Определение предельного горизонтального напряжения по паспорту прочности массива горных пород

Алгебраические знаки напряжений сжатия и растяжения в массиве оставлены такими же, как в паспорте. Тогда на глубине H массива наибольшее главное напряжение

горных пород σ_{\max} представляется их гравитационным вертикальным давлением $\sigma_{\max} = \gamma H$, где γ – сила тяжести единичного объема горной породы. По кругу Мора, соответствующему этому условию и касающемуся графика τ_m , определяется наименьшее главное напряжение σ_{\min} , представляющее собой предельное горизонтальное давление σ_n горных пород. При снижении коэффициента k_c наклон графика к оси σ и радиусы встроенных в него кругов Мора уменьшаются. При этом предельное горизонтальное (боковое) напряжение σ_n растет, приближаясь по значению к вертикальному гравитационному давлению γH . Таким образом, оно изменяется в пределах следующего неравенства:

$$-k_c \sigma_p < \sigma_n < \gamma H.$$

Зависимость предельного бокового давления от коэффициента структурного ослабления k_c и вертикального напряжения горных пород γH определяется по аналогии с (7) также скорректированным соотношением

$$\sigma_n = \gamma H - Ak_c (2\sqrt{\gamma H + k_c \sigma_p} - Ak_c). \quad (10)$$

Положим, что боковое давление σ_n возникает в результате реактивного, т.е. деформационного, воздействия гравитационного напряжения γH налегающей части массива. Тогда для относительной его оценки введем понятие коэффициента предельного бокового распора λ_n , определив его соотношением

$$\lambda_n = \frac{\sigma_n}{\gamma H}. \quad (11)$$

Оно принимается в следующих интервалах:

$$-\frac{k_c \sigma_p}{\gamma H} < \lambda_n < 1; \quad \gamma H > 0.$$

Наличие отрицательных значений коэффициента λ_n объясняется предельным горизонтальным растяжением горной породы с напряжением, при котором еще не происходит ее разрушение. Такое состояние бокового растяжения образуется, например, вблизи вертикальной границы свободной поверхности горного массива, т.е. в приконтурной зоне борта карьера или вертикальной горной выработки.

Выражение коэффициента λ_n с учетом влияния горно-механических параметров (10) представим в следующем виде:

$$\lambda_n = 1 - \frac{Ak_c}{\gamma H} (2\sqrt{\gamma H + k_c \sigma_p} - Ak_c). \quad (12)$$

Напряжение σ_n и коэффициент λ_n существенно зависят от давления γH , масштабного и структурного коэффициентов A и k_c . Слабее влияет прочность горной породы при растяжении σ_p . Графики изменения σ_n и λ_n при заданных значениях $A^2=25$ МПа и $\sigma_p=5$ МПа показаны на рис 5.

С ростом коэффициента k_c напряжение σ_n и предельный боковой распор λ_n уменьшаются. Коэффициент λ_n снижается от единицы к нулю и далее до отрицательных значений. Такое снижение ограничено очевидным условием, следующим из допустимых значений напряжения σ_n :

$$\frac{\sqrt{\gamma H + k_c \sigma_p}}{Ak_c} \geq 1.$$

Графики зависимости λ_n от k_c при разном напряжении γH , образующемся на глубине H горного массива, и условиях $A^2=25$ МПа, $\sigma_p=5$ МПа показаны на рис. 6.

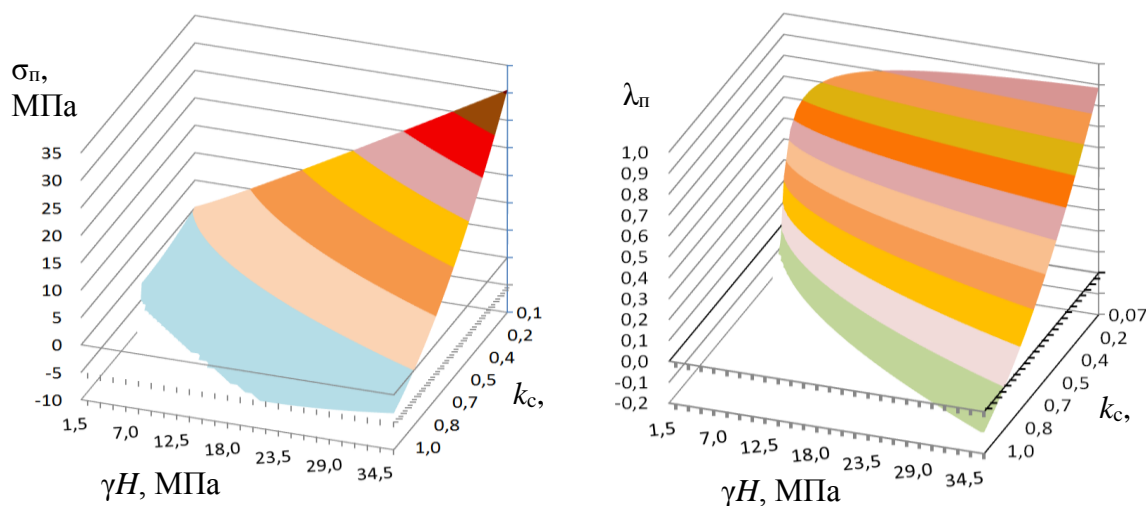


Рис. 5. Графики изменения предельного горизонтального напряжения и коэффициента бокового распора

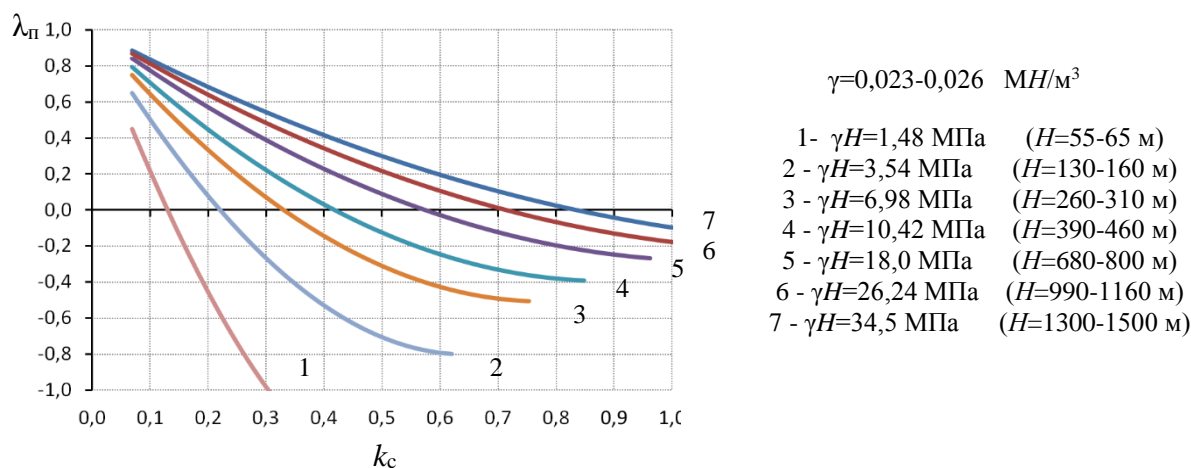


Рис. 6. Графики связи коэффициентов предельного горизонтального распора и структурного ослабления на разной глубине горного массива

На всех углубленных горизонтах массива увеличение его трещиноватости и, соответственно, уменьшение структурного коэффициента приводит к росту $\lambda_{п}$. Чем меньше глубина H , тем круче такой рост и ниже значения сужающегося интервала $k_{с}$. Общая закономерность связи коэффициентов $k_{с}$ и $\lambda_{п}$ состоит в том, что при значительной трещиноватой деструкции горного массива и снижении коэффициента его структурного ослабления коэффициент предельного бокового распора стремится к единице. Это означает приближение состояния горной породы к вязкой пластичности и гидростатическому равновесию.

Предельные и запредельные углы направлений касательного напряжения

Максимальное касательное напряжение, противодействующее разрушающему сдвиганию горной породы в направлении протяженной зоны структурного разуплотнения горного массива, равно $\tau_{м}$. Покажем закономерность изменения образующегося при этом предельного угла $\epsilon_{п}$ между направлением касательного напряжения и осью вертикального давления. Предельный угол наклона к перпендикулярно расположенной оси горизонтального давления $\omega_{п}$ определяется очевидным вычитанием: $\omega_{п}=90^{\circ}-\epsilon_{п}$.

Угол ε_{Π} определен из следующих соотношений величин, ограниченных кругом Мора, встроенном в паспорт прочности горного массива τ_m при максимальном главном напряжении γH :

$$\sin 2\varepsilon_{\Pi} = \frac{2Ak_c \sqrt{\sigma_{mn} + k_c \sigma_p}}{\gamma H - \sigma_{\Pi}}; \quad \sigma_{mn} = \gamma H - Ak_c \sqrt{\gamma H + k_c \sigma_p},$$

где σ_{mn} – нормальное напряжение в точке касания круга Мора с графиком τ_m . В результате получено выражение угла:

$$\varepsilon_{\Pi} = \frac{1}{2} \arcsin \frac{2\sqrt{k_c \sigma_p + \gamma H} - Ak_c \sqrt{k_c \sigma_p + \gamma H}}{2\sqrt{k_c \sigma_p + \gamma H} - Ak_c}. \quad (13)$$

График изменения угла ε_{Π} при значениях $A^2=25$ МПа, $\sigma_p=5$ МПа показан на рис. 7. Предельный угол наклона касательного напряжения к вертикали, при котором сдерживается разрушение горной породы в протяженных зонах деструкции массива, вогнуто возрастает в связи с увеличением давления γH и уменьшением коэффициента структурного ослабления k_c , приближаясь к максимальному углу 45° .

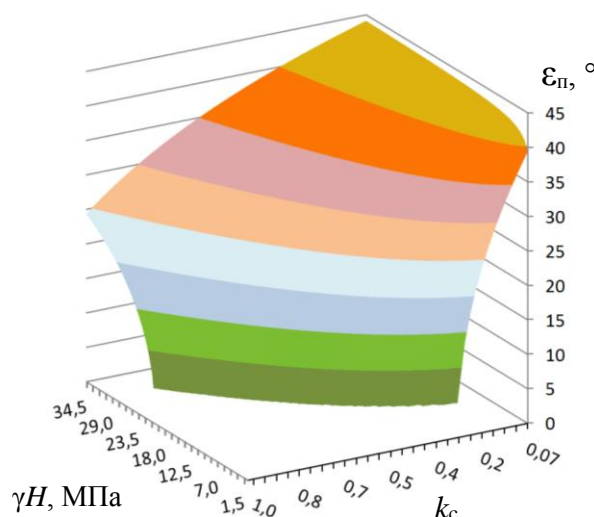


Рис. 7. График изменения предельного угла ε_{Π}

Когда горизонтальное давление σ_r больше предельного значения σ_{Π} , горные породы массива находятся в устойчивом состоянии при всех возможных углах наклона содержащейся в нем протяженной деструктивной зоны к направлению γH . Поэтому критерием их устойчивости при заданном или принятом коэффициенте бокового распора λ является неравенство $\lambda \geq \lambda_{\Pi}$. Если горизонтальное давление становится меньше предельного значения и, соответственно, выполняется неравенство боковых распоров $\lambda < \lambda_{\Pi}$, возникает интервал запредельных углов $\Delta\varepsilon$, охватывающий зону горного массива, в которой происходит разрушение горной породы.

Следует отметить, что значение распора λ принимают при условии всестороннего бокового сжатия горной породы в нетронутом массиве с учетом его упруго-пластичных свойств. С приближением к границе естественной или техногенной полости, образующей в массиве свободное пространство, горизонтальное давление в приграничной зоне слабеет и боковой распор уменьшается. Например, при приближении из массива к вертикально-плоской стенке горной выработки боковое давление со стороны полости снижается, а со стороны горного массива остается прежним. По сведениям исследований [12] соответствующее уменьшение коэффициента концентрации горизонтального напряжения при отработке рудных

месторождений начинается с расстояния 30 – 40 м до стенки. При этом горизонтальное давление и деформация горной породы в приконтурной зоне перераспределяются от сжатия, минуя фазу сцепления в касательном напряжении ($\lambda=0$), к растяжению. Сжимающий сдвиг горных пород по трещинам сменяется их расширением и отрывом. В результате образуется известное выпирание стенок горной выработки в сторону свободного пространства [13]. Выпирание стенок сдерживается структурированной прочностью горной породы на растяжение $k_c\sigma_p$. Поэтому в зонах неустойчивого состояния горного массива боковой распор изменяется в следующем интервале:

$$-\frac{k_c\sigma_p}{\gamma H} < \lambda < \lambda_{II}$$

В частности, на вертикально-плоской стенке горной выработки боковой распор уменьшается в два раза и берется со знаком минус по сравнению с его обычным значением, принятым для условий полного окружения породами горного массива.

Состояние запредельных напряжений, приводящих к разрушению горной породы в локальной зоне, показано на рис. 8. Часть круга Мора, построенного по вертикальному давлению γH и имеющемуся горизонтальному напряжению $\sigma_r < \sigma_{II}$, превышает график τ_m . В интервале превышения выделены углы ε_1 и ε_2 , ограничивающие зону разрушения горного массива. Они рассчитываются путем решения системы уравнений, описывающих пересечения круга Мора и графика τ_m в точках 1 и 2. В результате получено следующее их выражение:

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} \arccos \left\langle \frac{(Ak_c)^2}{\gamma H(1-\lambda)} \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{1}{(Ak_c)^2} \left[4k_c\sigma_p - \frac{(\gamma H)^2(1-\lambda)^2}{(Ak_c)^2} + 2\gamma H(1+\lambda) \right]} \right] \right\rangle.$$

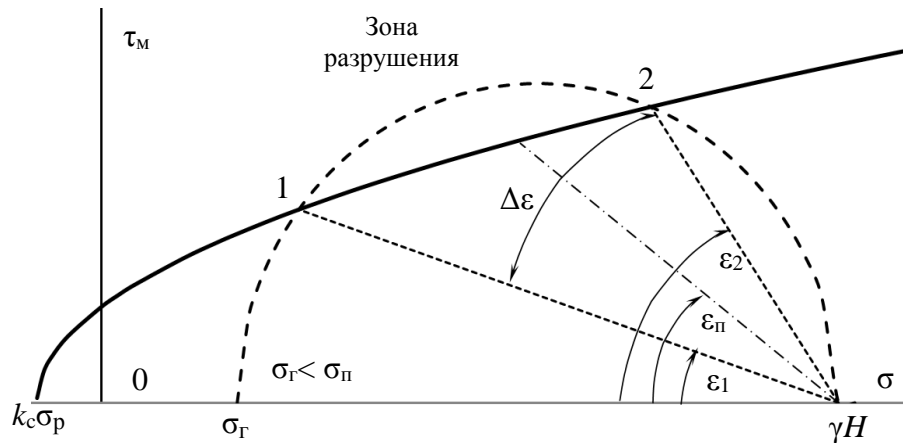


Рис. 8. Схема образования углового интервала, выделяющего зону разрушения пород горного массива

В допредельных угловых интервалах $\varepsilon < \varepsilon_1$ и $\varepsilon > \varepsilon_2$ горные породы в массиве устойчивы к разрушению. В запредельном интервале разности углов $\Delta\varepsilon = \varepsilon_2 - \varepsilon_1$ их устойчивость нарушается. Горный массив разрушается в зоне протяженного деструктивного разуплотнения, угловая ориентация которой относительно вертикального направления γH находится в данном интервале. Отметим, что граничные углы зоны разрушения также оцениваются приближенно с погрешностью, не превышающей $0,5^\circ$, по следующим соотношениям:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{II} - \frac{\Delta\varepsilon}{2}, \quad \varepsilon_2 = \varepsilon_{II} + \frac{\Delta\varepsilon}{2}.$$

В качестве примеров на рис. 9 показаны графики изменения половинного интервала $\Delta\varepsilon/2$ в координатах коэффициентов бокового распора λ и структурного ослабления k_c при заданных значениях параметров A , σ_p и γH .

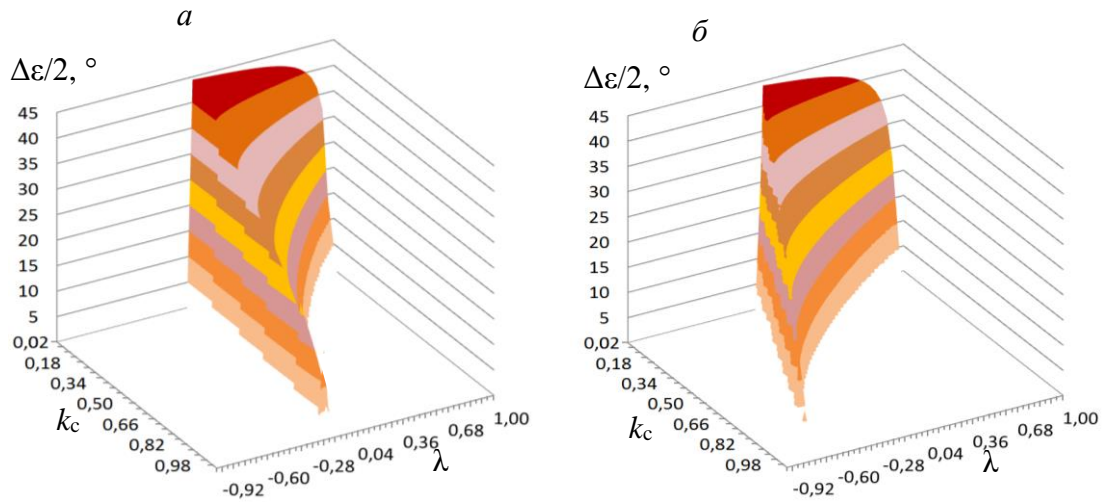


Рис. 9. Графики изменения углового полуинтервала $\Delta\varepsilon/2$:
 а – $A^2=4$ МПа, $\sigma_p=1$ МПа, $\gamma H=5$ МПа; б – $A^2=25$ МПа, $\sigma_p=10$ МПа, $\gamma H=12,5$ МПа

Отметим особенности изменения половинного углового интервала $\Delta\varepsilon/2$. Он выпукло уменьшается по мере роста коэффициента λ от нижнего предельного значения $\lambda=-k_c\sigma_p/\gamma H$ до верхнего $\lambda=\lambda_p$. При разупрочнении горного массива и снижении коэффициента структурного ослабления k_c рост углового интервала $\Delta\varepsilon/2$ начинается с его значений, при которых выполняется следующее неравенство:

$$\frac{1}{k_c^2} [\gamma H(1+\lambda) + 2k_c\sigma_p] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{(\gamma H)^2(1-\lambda)^2}{[\gamma H(1+\lambda) + 2k_c\sigma_p]^2}} \right] > A^2.$$

Наиболее широким (приближенным к 45°) интервал $\Delta\varepsilon/2$ становится при снижении бокового распора к нулю ($\lambda=0$) в зонах горного массива с наибольшей деструкцией ($k_c \ll 1$).

Пример определения прочности массива горной породы

Покажем возможность применения приведенных закономерностей в оценках прочности горной породы на примере массива, сложенного трещиноватым алевролитом. В качестве исходных данных приняты усредненные результаты экспериментальных определений прочности его образцов, приведенные в исследовании [14]. С учетом представленных значений прочности образцов на одноосное растяжение $\sigma_p=9,5$ МПа и сжатие $\sigma_{сж}=34,5$ МПа рассчитан по формуле (8) масштабный коэффициент паспорта прочности алевролита $A=3,55 \cdot 10^3 \text{ кг}^{1/2} \text{ м}^{-1/2} / \text{с}$. В результате формула паспорта с размерностью входящих напряжений МПа определена в следующем виде:

$$\tau = 3,55 \sqrt{\sigma + 9,5}.$$

Она практически совпадает с аналогичным выражением степенной модели паспорта, полученной в работе [8] с немного меньшим коэффициентом $A=3,3 \cdot 10^3 \text{ кг}^{1/2} \text{ м}^{-1/2} / \text{с}$, но зато повышенным показателем $\mu=0,52$ методом регрессии по тем же и дополненным данным объемных измерений прочности образцов алевролита. Этим обстоятельством

подтверждается достоверность предложенного упрощенного подхода к построению криволинейной модели паспорта.

Условия предельной прочности алевролита в массиве и запредельные углы возможного его разрушения определены по результатам сопоставления напряжений, определенных по паспорту прочности массива

$$\tau_m = 3,55k_c \sqrt{\sigma + k_c 9,5}$$

и кругам Мора, проведенным по гравитационному напряжению в нем γH и боковому распору $\lambda \gamma H$. Критерием возможного разрушения горной породы в локальной зоне массива на выбранной глубине является соотношение коэффициентов принятого и предельного распора $\lambda < \lambda_p$, а также соответствующий этому соотношению интервал допустимых значений коэффициента его структурного ослабления.

Полагая, что до глубины 300 – 400 м боковой распор формируется из-за упругой деформации горных пород массива, его значение принимают согласно гипотезе А.Н. Динника по известной связи с коэффициентом Пуассона [15]. Для большинства горных пород, включая алевролит, такая оценка бокового распора в среднем составляет $\lambda = 0,25$. На больших глубинах боковой распор увеличивается в связи с деструкцией горного массива и проявлением свойства его пластичности. Графики изменения коэффициента предельного бокового распора на разных глубинах алевролитового массива по связям с коэффициентом структурного ослабления приведены на рис. 10. В точках пересечения графиков значения принятого коэффициента бокового распора (пунктир) определяют граничные интервалы этих параметров. Стрелками показаны направления их изменений, приводящие к устойчивости горной породы или образованию запредельных углов ε_1 , ε_2 ее разрушения.

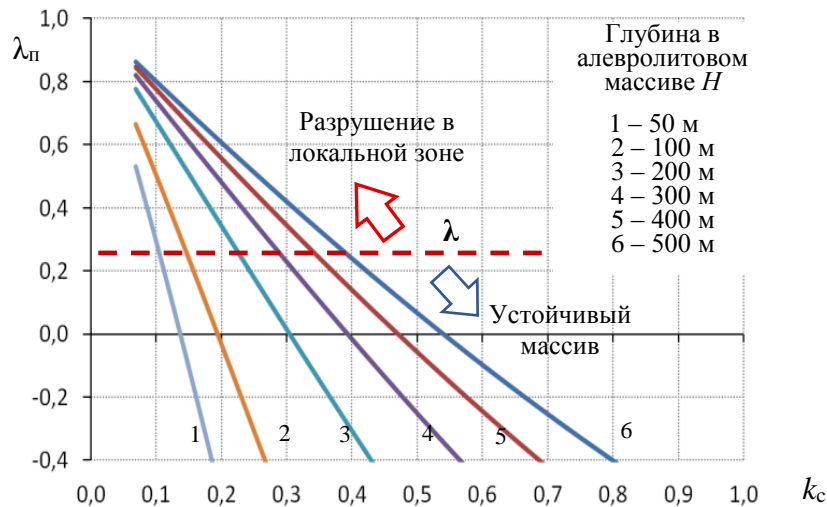


Рис. 10. Графики ограничений коэффициентов бокового распора и структурного ослабления на разной глубине алевролитового массива

Образование и изменение предельных и запредельных углов в направлениях касательного напряжения относительно вертикальной оси z на глубине горизонта 200 м внутри и на протяженной стенке алевролитового массива показаны на рис. 11. На стенке, где боковой распор спадает, коэффициент предельного структурного ослабления массива существенно повышается. Здесь же изображены пересечения графиков паспорта прочности массива и кругов Мора в точках S и R горизонта, соответствующие предельному напряженному состоянию внутри него ($S-S$) и на стенке ($R-R$), по которым определены начальные угловые интервалы $\Delta\varepsilon$. В деструктивной зоне, расположенной по углу в этих интервалах, алевролит разрушается.

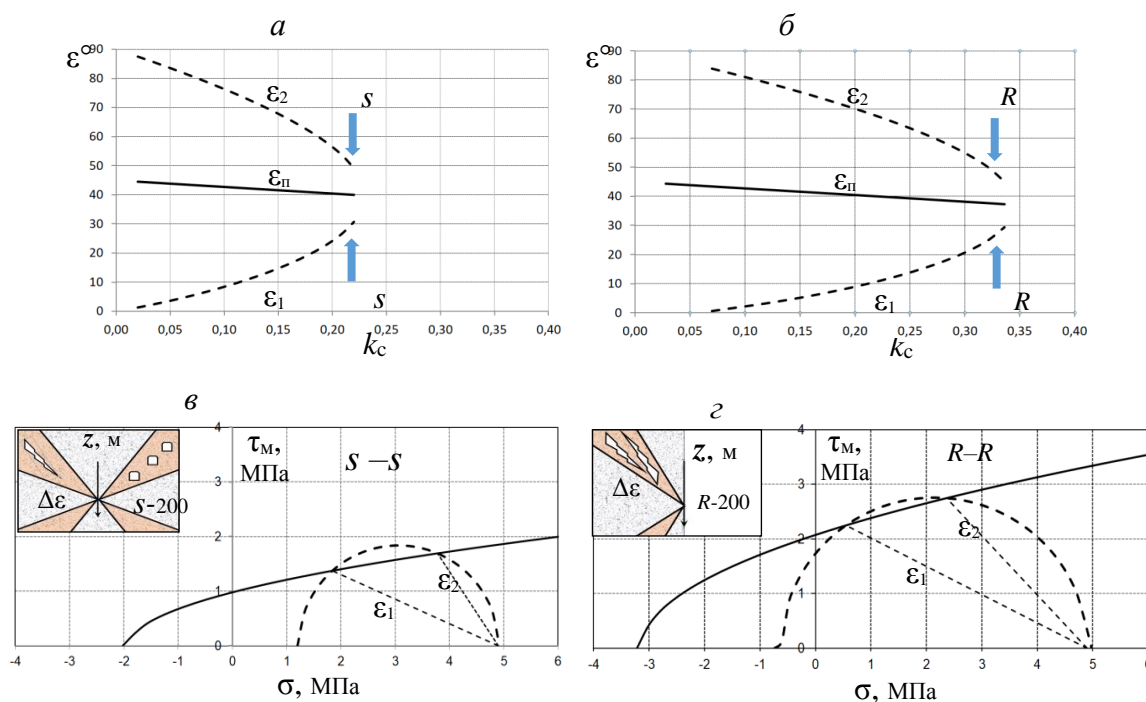


Рис. 11. Графики изменения предельных и запредельных углов в направлениях касательного напряжения алевролитового массива на глубине 200 м:
 а, в – в массиве; б, г – на вертикальной стенке

Сведения о параметрах предельного и начального запредельного прочностного состояния алевролита на глубинах 50, 200 и 500 м размещены в табл. 1.

Таблица 1

Параметры прочностного состояния алевролитового массива

H, м (γH, МПа)	λ	k _c > мин (I _г , М ⁻¹ < мак)	ε _п , °	k _c	Угловой интервал ε ₁ , °-ε ₂ , °	λ	k _c > мин (I _г , М ⁻¹ < мак)	ε _п , °	k _c	Угловой интервал ε ₁ , °-ε ₂ , °								
											Состояние в массиве				Состояние на стенке			
											Предельное		Запредельное		Предельное		Запредельное	
50 (1,23)	0,25	>0,10 (<10,5)	41,1	0,08	21-62	-0,125	>0,15 (<8,5)	39,7	0,14	32-47								
200 (4,9)		>0,23 (<6,7)	39,8	0,22	31-49		>0,34 (<4,8)	37,0	0,33	27-47								
500 (12,25)	0,35	>0,20 (<7)	40,5	0,19	31-50	-0,175	>0,36 (<4,5)	36,7	0,35	28-45								
	0,5	>0,34 (<4,7)	39,8	0,33	34-46		>0,65 (<2,0)	34,3	0,64	30-39								
		>0,26 (<6,1)	41,1	0,25	35-47	-0,25	>0,70 (<1,6)	33,4	0,69	30-37								

Отметим следующие закономерности в изменениях параметров. По мере углубления в массив алевролита с одинаково принятым коэффициентом бокового распора максимально допустимая интенсивность его трещиноватости, при которой массив устойчив, снижается. При этом минимально допустимый коэффициент его структурно-

го ослабления увеличивается, а предельный угол ε_n уменьшается. Значение такого угла на стенке меньше, чем в глубине массива. Увеличение сжимающего бокового распора в массиве означает рост максимально допустимой интенсивности трещиноватости и, соответственно, снижение минимально допустимого коэффициента его структурного ослабления. На стенке массива, в связи с увеличением растягивающего распора, допустимый коэффициент структурного ослабления увеличивается.

Заключение

Выявленные закономерности изменения прочности образцов и массива горных пород дают возможность по данным гравитационного и бокового напряжения, а также структурного состояния по трещиноватости и размещению горных выработок определить зоны устойчивости пород или возможного разрушения. Основой для таких определений является создание паспорта прочности горного массива по приведенной методике и его динамичное применение в сравнениях с образующимися касательными напряжениями в кругах Мора.

Для распознавания отмеченных зон введено новое понятие о коэффициенте предельного бокового распора горных пород и установлена его аналитическая связь с коэффициентом структурного ослабления массива и гравитационным давлением. По соотношению принятого и предельного бокового распора сформулирован критерий устойчивости горных пород массива.

На примере расчета паспорта прочности и анализа устойчивости алевролитового массива показано, что с учетом принятого коэффициента бокового распора на разных его глубинах по данному критерию определяются минимально допустимые значения коэффициента структурного ослабления внутри массива и на его вертикальной стенке. Устанавливаются также предельные углы в направлениях касательного напряжения, сдерживающего разрушение горной породы. При запредельном снижении коэффициента структурного ослабления массива, происходящего из-за трещин или воздействия техногенных полостей горных выработок, определяется нарастающий угловой интервал, выделяющий зону его разрушения.

Таким образом, по описанным закономерностям определяется и прогнозируется прочностное состояние горного массива, включая предупреждения о наличии зон, в которых возможны разрушения в виде горных ударов.

Список литературы

1. Фисенко Г.Л., 1976. *Предельные состояния горных пород вокруг выработок*. Москва: Недра, 272 с.
2. Ставрогин А.Н., Протосеня А.Г., 1992. *Механика деформирования и разрушения горных пород*. Москва: Недра, 222 с.
3. Булычев Н.С., 1994. *Механика подземных сооружений*. Москва: Недра, 382 с.
4. Hoek E, Brown E.T., 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Rock Mech Min Sci*, № 34(8), P. 1165–1186.
5. Литвинский Г.Г., 2008. *Аналитическая теория прочности горных пород и массивов*. Донецк: Норд-Пресс, 207 с.
6. Черданцев Н.В., 2015. Оценка состояния массива вокруг пластовой выработки. *Известия вузов. Горный журнал*, № 3, С. 50-56
7. Пирогов Е.Н., Гольцев В.Ю., 2008. *Сопротивление материалов*. Москва: МИФИ, С. 50.
8. Антонов В.А., 2024. Построение и горно-механическая интерпретация функционально-степенной модели паспорта прочности горных пород. *Известия ТулГУ. Науки о Земле*, № 3, С. 241-251.
9. СНиП II-94-80, 1982. *Нормы проектирования. Подземные горные выработки*. Москва: Стройиздат.

10. Иудин М.М., 2007. О трещиноватости массива горных пород. *Горный информационно-аналитический бюллетень*, № S6, С. 279-284.
11. Борщ-Компониец В.И., Макаров А.Б., 1986. *Горное давление при отработке мощных пологих рудных залежей*. Москва: Недра, 271 с.
12. Рыльникова М.В., Еременко В.А., Есина Е.Н., 2014. *Условия формирования зон концентрации энергии горного массива*. Москва: Горная книга, С. 98.
13. Кузьмин Е.В., Святецкий В.С., Стародумов А.В., Иоффе А.М., Величко Д.В., 2014. Определение параметров геомеханического состояния породного массива на контурах выемочных камер. *Горный информационно-аналитический бюллетень*, № 12, С.177-186.
14. Оника С.Г., Кузьмич А.К., 2017. Комплексный метод построения паспорта прочности горной породы. *Горная геомеханика и машиностроение*, № 2. С. 20.
15. Оловянный А.Г., 2010. Боковой распор в массиве горных пород. *Записки горного института. С.-Петербург*, Том 185, С. 141-147.

References

1. Fisenko G.L., 1976. *Predel'nye sostoyaniya gornykh porod vokrug vyrabotok* [Limit states of rocks around workings]. Moscow: Nedra, 272 p.
2. Stavrogin A.N., Protosenya A.G., 1992. *Mekhanika deformirovaniya i razrusheniya gornykh porod* [Mechanics of deformation and destruction of rocks]. Moscow: Nedra, 222 p.
3. Bulychev N.S., 1994. *Mekhanika podzemnykh sooruzhenii* [Mechanics of underground structures]. Moscow: Nedra, 382 s.
4. Hoek E, Brown E.T., 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Rock Mech Min Sci*, № 34(8), P. 1165–1186.
5. Litvinskii G.G., 2008. *Analiticheskaya teoriya prochnosti gornykh porod i massivov* [Analytical theory of strength of rocks and massifs]. Donetsk: Nord-Press, 207 p.
6. Cherdantsev N.V., 2015. *Otsenka sostoyaniya massiva vokrug plastovoi vyrabotki* [Assessment of the state of the massif around a seam working]. *Izvestiya vuzov. Gornyi zhurnal*, № 3, S. 50-56
7. Pirogov E.N., Gol'tsev V.Yu., 2008. *Soprotivlenie materialov* [Strength of materials]. Moscow: MIFI, P. 50.
8. Antonov V.A., 2024. *Postroenie i gorno-mekhanicheskaya interpretatsiya funktsional'no-stepennoi modeli pasporta prochnosti gornykh porod* [Construction and mining-mechanical interpretation of the functional-power model of the strength passport of rocks]. *Izvestiya Tul-GU. Nauki o Zemle*, № 3, P. 241-251.
9. SNiP II-94-80, 1982. *Normy proektirovaniya. Podzemnye gornye vyrabotki*. [Design standards. Underground mine workings]. Moscow: Stroiizdat.
10. Yudin M.M., 2007. *O treshchinovatosti massiva gornykh porod* [On the fracturing of the rock mass]. *Gornyi informatsionno-analiticheskii byulleten'*, № S6, P. 279-284.
11. Borshch-Komponiets V.I., Makarov A.B., 1986. *Gornoe davlenie pri otrabotke moshchnykh pologikh rudnykh zalezhei* [Rock pressure during development of thick flat ore deposits]. Moscow: Nedra, 271 p.
12. Ryl'nikova M.V., Eremenko V.A., Esina E.N., 2014. *Usloviya formirovaniya zon kontsentratsii energii gornogo massiva* [Conditions for the formation of energy concentration zones in a rock mass]. Moscow: Gornaya kniga, S. 98.
13. Kuz'min E.V., Svyatetskii V.S., Starodumov A.V., Ioffe A.M., Velichko D.V., 2014. *Opredelenie parametrov geomekhanicheskogo sostoyaniya porodnogo massiva na konturakh vyemochnykh kamer* [Determination of the parameters of the geomechanical state of a rock mass on the contours of extraction chambers]. *Gornyi informatsionno-analiticheskii byulleten'*, № 12, P. 177-186.



14. Onika S.G., Kuz'mich A.K., 2017. Kompleksnyi metod postroeniya pasporta prochnosti gornoi porody [Integrated method for constructing the rock strength passport]. Gornaya geomekhanika i mashinostroenie, № 2. P. 20.

15. Olovyanniy A.G., 2010. Bokovoi raspor v massive gornykh porod [Lateral thrust in a rock massif]. Zapiski gornogo instituta. S.-Peterburg, Vol. 185, P. 141-147.